

Last-Verformungsverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder mit Kreisquerschnitt

Von der
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades einer
Doktoringenieurin (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

von
Corinna Müller
geboren am 26.10.1977
aus Hoya/Weser

Eingereicht am: 20. Juni 2014

Disputation am: 09. Juli 2015

Berichtersteller: Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann
Prof. Dr. Viktor Sigrist

Kurzfassung

Last-Verformungsverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder mit Kreisquerschnitt

Bei der Planung und Konstruktion von Tragwerken ist die Vermeidung eines unangekündigten, spröden Versagens ein wesentlicher Grundsatz. Durch die derzeit normativ geforderte konstruktive Durchbildung stabförmiger Stahlbetondruckglieder wird ein Versagen mit Vorankündigung jedoch nicht gewährleistet. Um das Last-Verformungsverhalten dieser Bauteile gezielt zu steuern und eine Resttragfähigkeit nach Überschreiten der Traglast sicherzustellen, sind geeignete rechnerische Ansätze zur Beschreibung des Bauteilverhaltens erforderlich.

Das Last-Verformungsverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder kann über die Traganteile des nicht umschnürten Betons, des von der Querbewehrung umschlossenen Betons und der Längsbewehrung ermittelt werden. Zur Sicherstellung eines Versagens mit Vorankündigung sind zusätzliche Maßnahmen erforderlich, wie z. B. die Anordnung der Querbewehrung, der Einsatz von Stahlfasern oder die Verwendung einer hochfesten Längsbewehrung. In der vorliegenden Arbeit wird der Einfluss der verschiedenen konstruktiven Maßnahmen auf die genannten verformungsabhängigen Traganteile und deren Zusammenwirken bei Stahlbetondruckgliedern mit Kreisquerschnitt grundlegend analysiert.

Zur Beschreibung des Traganteils des nicht umschnürten Betons wird ein neuartiger Ansatz zur Abbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von normal- und hochfestem Beton sowie Stahlfaserbeton auf Grundlage eigener experimenteller Untersuchungen entwickelt.

Für die Darstellung des Traganteils des von der Querbewehrung umschlossenen Betons werden experimentelle Ergebnisse für die gewählte Materialkonfiguration unter mehraxialer Druckbeanspruchung aus der Literatur in einer Versuchsdatenbank zusammengefasst und vergleichend analysiert.

Auf Basis eigener Versuchsergebnisse und weiteren der Literatur entnommenen experimentellen Ergebnissen sowie nichtlinearer numerischer Berechnungen werden neue Ansätze zur Beschreibung der Umschnürungswirkung der Querbewehrung sowie des Traganteils des von Querbewehrung umschlossenen Betons vorgeschlagen.

Die erarbeiteten Ansätze werden auf Basis experimenteller Untersuchungen hinsichtlich der Eignung zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder mit Kreisquerschnitt überprüft.

Abschließend wird die Effektivität der untersuchten konstruktiven Maßnahmen zur Sicherstellung eines Versagens mit Vorankündigung dargestellt.

Abstract

Load-deformation behaviour of centrically loaded reinforced concrete compression members with circular cross-section

In planning and designing of building structures the avoidance of brittle failure without warning is one fundamental principle. Due to the currently required structural design of rod-shaped reinforced concrete compression members a prior warning of failure cannot be ensured. To control the load-deformation behaviour of these building members and to ensure a residual load bearing capacity after exceeding the ultimate load, suitable mathematical approaches to describe the building member behavior are required.

The load-deformation behaviour of centrically loaded reinforced concrete compression members can be described by the load bearing proportion of the non confined concrete, the concrete enclosed by stirrup reinforcement and the longitudinal reinforcement. To ensure a prior warning of failure increased design measures are necessary, such as the arrangement of stirrup reinforcement, the use of steel fibers or the application of high strength longitudinal reinforcement. In the present work, the influence of the design measures on the mentioned deformation-dependent load bearing proportion of centrically loaded reinforced concrete compression members with circular cross-section is fundamentally analyzed.

To describe the load bearing proportion of the non confined concrete, an innovative approach to depict the stress-strain relationship of normal and high strength concrete as well as steel fiber reinforced concrete is developed on the basis of own experimental investigations.

For a description of the load bearing proportion of the concrete enclosed by stirrup reinforcement, experimental results for the selected material configuration under multiaxial compressive stress from technical literature are summarized in a database and analyzed comparatively.

Based on own and experimental results from technical literature as well as nonlinear numerical calculations, innovative approaches for the description of the confinement effect of the stirrup reinforcement and the load bearing proportion of the concrete enclosed by stirrup reinforcement are proposed.

The developed approaches are verified on the basis of experimental investigations regarding the suitability to describe the complete load-deformation behaviour of centrically loaded reinforced concrete compression members.

Finally, the effectiveness of the investigated design measures to ensure a prior warning of failure is presented.

Inhaltsverzeichnis

Bezeichnungen	V
1 Einleitung	1
1.1 Motivation und Ziel der Arbeit	1
1.2 Gliederung der Arbeit	4
2 Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens	5
2.1 Einführung	5
2.2 Grundlagen zur Beschreibung des Längsbewehrungstraganteils	8
2.2.1 Betonstahl unter Zug- und Druckbeanspruchung	8
2.2.2 Knicksicherung der Längsbewehrung durch die Querbewehrung	13
2.3 Grundlagen zur Beschreibung des Betontraganteils	16
2.3.1 Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung	16
2.3.2 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung	28
2.3.3 Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung	32
2.3.4 Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung	39
2.3.5 Umschnürungswirkung der Querbewehrung	41
2.3.6 Berücksichtigung der Faserzugabe	48
2.4 Darstellung der zu erarbeitenden Grundlagen	49
3 Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung	51
3.1 Zielsetzung	51
3.2 Eigenes Versuchsprogramm	51
3.3 Spannungs-Stauchungsbeziehung	52
3.3.1 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen	52
3.3.2 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur	56
3.3.3 Eigener Ansatz	60
3.3.4 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz	63
3.4 Querverformungsverhalten	64
3.4.1 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen	64
3.4.2 Beschreibung experimenteller Ergebnisse mit dem Ansatz aus der Literatur	66
3.5 Darstellung der erarbeiteten Grundlagen	68
4 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung	69
4.1 Zielsetzung	69
4.2 Eigenes Versuchsprogramm	69
4.3 Stahlfaserorientierung	71
4.4 Spannungs-Stauchungsbeziehung	73
4.4.1 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen	73
4.4.2 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur	77
4.4.3 Eigener Ansatz	81

4.4.4	Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz	86
4.5	Querverformungsverhalten	88
4.5.1	Ergebnisse experimenteller Untersuchungen	88
4.5.2	Beschreibung experimenteller Ergebnisse mit dem Ansatz aus der Literatur	90
4.6	Darstellung der erarbeiteten Grundlagen	93
5	Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung	94
5.1	Zielsetzung	94
5.2	Versuchsdatenbank	94
5.3	Druckfestigkeit	94
5.3.1	Ergebnisse experimenteller Untersuchungen	94
5.3.2	Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur	96
5.3.3	Eigener Ansatz	98
5.3.4	Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz	99
5.4	Bruchstauchung	100
5.4.1	Ergebnisse experimentelle Untersuchungen	100
5.4.2	Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur	101
5.4.3	Eigener Ansatz	103
5.4.4	Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz	103
5.5	Spannungs-Stauchungsbeziehung	104
5.5.1	Ergebnisse experimentelle Untersuchungen	104
5.5.2	Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur	105
5.5.3	Eigener Ansatz	106
5.5.4	Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz	106
5.6	Darstellung der erarbeiteten Grundlagen	108
6	Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung	109
6.1	Zielsetzung	109
6.2	Versuchsdatenbank	109
6.3	Druckfestigkeit	109
6.3.1	Ergebnisse experimenteller Untersuchungen	109
6.3.2	Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur	110
6.3.3	Eigener Ansatz	111
6.3.4	Vergleich experimenteller Ergebnissen mit dem eigenen Ansatz	113
6.4	Bruchstauchung	114
6.4.1	Ergebnisse experimentelle Untersuchungen	114
6.4.2	Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem Ansatz aus der Literatur	116
6.4.3	Eigener Ansatz	116
6.5	Spannungs-Stauchungsbeziehung	116

6.6 Darstellung der erarbeiteten Grundlagen	116
7 Umschnürungswirkung der Querbewehrung	118
7.1 Zielsetzung	118
7.2 Eigenes Versuchsprogramm und Versuchsdatenbank	118
7.3 Ergebnisse der eigenen experimentellen Untersuchungen	120
7.4 Untersuchungen mit der FEM	129
7.4.1 Modellbildung	129
7.4.2 Numerische Berechnung der Versuchskörper	134
7.5 Dehnung der Querbewehrung	139
7.5.1 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen aus der Literatur	139
7.5.2 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur	140
7.5.3 Eigener Ansatz	141
7.5.4 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz	143
7.5.5 Dehnung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons	145
7.6 Umschnürungsfaktor	146
7.6.1 Auswertung experimenteller Ergebnisse	146
7.6.2 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur	153
7.6.3 Untersuchungen mit der FEM	154
7.6.4 Eigener Ansatz	157
7.6.5 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz	157
7.7 Darstellllung der erarbeiteten Grundlagen	159
8 Last-Verformungsverhalten von Stahlbetondruckgliedern	162
8.1 Zielsetzung	162
8.2 Versuchskörperkonzeption und eigenes Versuchsprogramm	162
8.3 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen	165
8.4 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit den eigenen Ansätzen	167
8.5 Traganteil des nicht umschnürten Betons	170
8.5.1 Auswertung experimenteller Untersuchungen	170
8.5.2 Eigener Ansatz	171
8.5.3 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz	174
8.6 Ansätze zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens von Stahlbetondruckgliedern	175
9 Vergleich der untersuchten konstruktiven Maßnahmen	179
10 Zusammenfassung und Ausblick	185
Literaturverzeichnis	189

Anhang A:	Verwendeter Betonstahl
Anhang B:	Verwendete Betonrezepturen und Übersicht der Betonchargen
Anhang C:	Probenvorbereitung, Versuchsaufbau, Messtechnik und Messdatenauswertung (Kapitel 3 und 4)
Anhang D:	Ermittlung der Stahlfaserorientierung
Anhang E:	Ergebnisse der Zugfestigkeitsprüfungen von Null- und Stahlfaserbeton
Anhang F:	Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton
Anhang G:	Angaben zur eigenen Modellbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton
Anhang H:	Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton gemäß dem eigenen Ansatz
Anhang I:	Experimentelle Ergebnisse zum Querverformungsverhalten von Stahlfaserbeton
Anhang J:	Experimentelle Ergebnisse zum Verhalten von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung
Anhang K:	Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton
Anhang L:	Experimentelle Ergebnisse zum Verhalten von Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung
Anhang M:	Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton
Anhang N:	Herstellung, Probenvorbereitung, Versuchsaufbau, Messtechnik, Messdatenauswertung und Ergebnisse der Begleitkörperprüfung (Kapitel 7)
Anhang O:	Experimentelle Untersuchungen und Ergebnisse zur Umschnürungswirkung der Querbewehrung aus der Literatur sowie eigene Auswertung hinsichtlich des Umschnürungsfaktors
Anhang P:	Angaben zur den Untersuchungen mit der FEM
Anhang Q:	Modellparameter, Herstellung, Probenvorbereitung, Versuchsaufbau, Messtechnik, Messdatenauswertung, Ergebnisse der Begleitkörperprüfung und Detailergebnisse der Bauteilversuche (Kapitel 8)
Anhang R:	Beispiele zur konstruktiven Durchbildung zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder

Bezeichnungen

Kleine lateinische Buchstaben

a_c	Flächenanteil
a_g	Parameter
a_i	Materialkonstante mit $i = 1$ und 2
b	Breite eines Querschnitts
b_c	Durchmesser des von Querbewehrung umschlossenen Betonquerschnitts bezogen auf die Mittellinie der Querbewehrung
b_i	Parameter mit $i = 0$ bis 2
c	Kohäsion von Beton
d_f	Durchmesser der Stahlfaser
$f_{c,w}, f_{c,u}^f$	einaxiale Druckfestigkeit von Beton
f_c^*	Bauteilfestigkeit von Null- bzw. Stahlfaserbeton
$f_{cc,w}, f_{cc,u}^f$	mehraxiale Druckfestigkeit von Null- bzw. Stahlfaserbeton
$f_{cc,w}^N, f_{cc,u}^{f,N}$	normierte mehraxiale Druckfestigkeit von Null- bzw. Stahlfaserbeton
f_{ct}	zentrische Zugfestigkeit von Beton
$f_{ct,fl}, f_{ct,fl}^f$	Biegezugfestigkeit von Null- bzw. Stahlfaserbeton
$f_{ct,fl,L1}^f, f_{ct,fl,L2}^f$	Biegezugfestigkeit der Leistungsklasse 1 bzw. 2 gemäß [DAF-10]
$f_{ct,sp}, f_{ct,sp}^f$	Spaltzugfestigkeit von Null- bzw. Stahlfaserbeton
f_t	Zugfestigkeit von Betonstahl
f_t^f	Zugfestigkeit der Stahlfaser
f_y	Streck- bzw. Quetschgrenze von Betonstahl
h	Höhe eines Querschnitts
i	Flächenträgheitsradius
j	Exponent
k_1, k_1^f	Proportionalitätsfaktor von Null- bzw. Stahlfaserbeton
k_2	Parameter
k_c, k_c^f	Plastizitätsfaktor von Null- bzw. Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung
k_{cc}, k_{cc}^f	Plastizitätsfaktor von Null- bzw. Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung
k_e	Umschnürungsfaktor
k_p	Proportionalitätsfaktor im CDZ-Modell [Mar-93]
k_s	Duktilitätsmerkmal von Betonstahl
$k_{s,l}, k_{s,w}^*$	Duktilitätsmerkmal der Längs- bzw. Querbewehrung
l_0	Knicklänge

Bezeichnungen

l_f	Länge der Stahlfaser
m_f	Stahlfasermassengehalt
n	Anzahl
$n_{s,l}$	Anzahl der Längsbewehrungsstäbe
r	Materialparameter
s_w	Abstand der Querbewehrung bezogen auf deren Mittellinie
s_w^f	ideeller Abstand der Querbewehrung infolge Faserzugabe
v	verformungsgeregelte Belastungsgeschwindigkeit
w	vertikale Verschiebung infolge Abgleiten entlang einer Schubfuge

Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche
A_c	Betonquerschnittsfläche
$A_{c,c}$	nicht umschnürte Betonquerschnittsfläche
$A_{c,cc}$	von Querbewehrung umschnürte Betonquerschnittsfläche
$A_{c,enc}$	von Querbewehrung umschlossene Betonquerschnittsfläche
$A_{s,l}, A_{s,w}$	Querschnittsfläche der Längs- bzw. Querbewehrung
BDF	Betondruckfestigkeit
C	Exponent
$D, \Delta D, D_i$	Parameter mit $i = 1$ und 2
E	Elastizitätsmodul
E_c, E_c^f	Elastizitätsmodul von Null- bzw. Stahlfaserbeton
$E_{c,\sigma}, E_{c,\sigma}^f$	aus der Spannungs-Stauchungsbeziehung bei 40 % der einaxialen Druckfestigkeit abgeleiteter Elastizitätsmodul von Null- bzw. Stahlfaserbeton
E_s	Elastizitätsmodul von Betonstahl
$E_{s,h}$	Verfestigungsmodul von Betonstahl
F_i	Parameter mit $i = 0$ bis 3
FRP	faserbewehrter Kunststoff (fiber reinforced plastic)
G^l	Energieanteil infolge Abgleiten entlang einer Schubfuge
G_Z	Bruchenergie von Beton unter zentrischer Zugbeanspruchung
HFB	hochfester Beton
L	Körperlänge
L^d	Länge der Bruchprozesszone
N	zentrische Normalkraftbeanspruchung
N_c	Betontraganteil
$N_{c,c}, N_{c,c,i}$	Traganteil des nicht umschnürten Betons mit $i = 1$ und 2
$N_{c,c,u}$	Traglast des nicht umschnürten Betons
$N_{c,cc}$	Traganteil des umschnürten Betons
VI	

$N_{c,cc,u}$	Traglast des umschnürten Betons
$N_{c,enc}$	Traganteil des von Querbewehrung umschlossenen Betons
$N_{c,enc,u}$	Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons
$N_{s,l}$	Längsbewehrungstraganteil
N_u	Traglast
$N_{u,I}, N_{u,II}$	Primär- bzw. Sekundärtraglast
NFB	normalfester Beton
P_u	maximale Prüfkraft in der Zugfestigkeitsprüfung
$P_{\delta=0,5}, P_{\delta=3,5}$	Prüfkraft in der Biegezugprüfung gemäß [DAf-10] bei einer Durchbiegung von $\delta = 0,5$ bzw. $3,5$ mm
RI_W, RI_V	Reinforcing Index abhängig vom Stahlfasergewichtsanteil bzw. -volumen
S_i	Parameter mit $i = 1$ bis 3
T	Traglastzuwachs
VA	Verankerungsart der Stahlfaser
W^c	Bruchenergie
W^d	Summe der Energie infolge plastischer Verformung und Längsrissbildung
W^{el}, W^{pl}	elastische bzw. plastische Energie
W^s	Energie infolge Längsrissbildung
V	Variationskoeffizient
V_f	Stahlfaservolumen
W_f	Stahlfasergewichtsanteil

Griechische Buchstaben

α	Formfaktor
β, β^f	Materialfaktor von Null- bzw. Stahlfaserbeton
β_c	Völligkeitsfaktor
γ	Parameter
δ	Verformung
δ_{50}	Körperstauchung bei einer Resttragfähigkeit von 50 % der Primärtraglast
δ_l	Körperstauchung
$\delta_{l,u}$	Körperbruchstauchung
$\delta_{u,I}, \delta_{u,II}$	Körperstauchung bei Erreichen der Primär- bzw. Sekundärtraglast
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	Hauptdehnung bzw. -stauchung
$\varepsilon_{c,1}, \varepsilon_{c,2}, \varepsilon_{c,3}$	Hauptdehnung bzw. -stauchung von Null- bzw. Stahlfaserbeton
$\varepsilon_{c,lat}$	Verformung von Beton quer zur Hauptbeanspruchungsrichtung
$\varepsilon_{c,l}$	Stauchung von Null- bzw. Stahlfaserbeton bei Beginn der nichtlinearen Volumenänderung
$\varepsilon_{c,u}, \varepsilon_{c,u}^f$	Bruchstauchung von Null- bzw. Stahlfaserbeton

Bezeichnungen

$\varepsilon_{c,u}^{el}, \varepsilon_{c,u}^{pl}$	elastische bzw. plastische Bruchstauchung von Beton
$\varepsilon_{cc,u}, \varepsilon_{cc,u}^f$	Bruchstauchung von Null- bzw. Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung
$\varepsilon_{cc,u}^N, \varepsilon_{cc,u}^{f,N}$	normierte Bruchstauchung von Null- bzw. Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung
$\varepsilon_{c,v0}$	Stauchung von Null- bzw. Stahlfaserbeton bei Volumenkonstanz
$\varepsilon_{c,ud}$	Stauchung von Beton bei vollständiger Entlastung
ε_d	Stauchung von Beton infolge Längsrissbildung
ε_s	Dehnung bzw. Stauchung von Betonstahl
$\varepsilon_{s,h}$	Dehnung bzw. Stauchung von Betonstahl bei Beginn der Verfestigung
$\varepsilon_{s,i}$	Grenzstauchung von Betonstahl
$\varepsilon_{s,u}$	Bruchdehnung bzw. -stauchung von Betonstahl
$\varepsilon_{s,w}$	Dehnung der Querbewehrung
$\bar{\varepsilon}_{s,w,u}$	mittlere Dehnung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast
$\varepsilon_{s,w,u,min}, \varepsilon_{s,w,u,max}$	minimale bzw. maximale Dehnung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast
ε_V	Volumenänderung von Null- bzw. Stahlfaserbeton
$\varepsilon_{V,min}$	Minimum der Volumenänderung
ε_y	Dehnung von Betonstahl bei Erreichen der Streckgrenze
θ	Anfangstangentenwinkel
ϑ	Formfaktor
η_c	Quotient aus der Betonstauchung und der Betonbruchstauchung unter einaxialer Druckbeanspruchung
η_{cc}	Quotient aus der Betonstauchung und der Betonbruchstauchung unter mehraxialer Druckbeanspruchung
κ	interne Zustandsvariable
λ	Körperschlankheit
λ_0	Schlankheitsgrad
λ_i	Körperschlankheit des nicht umschnürten Betons mit $i = 1$ und 2
λ_s	normierte Knicklänge von Betonstahl
μ_{50}	Stauchungsduktilität
ν	Querdehnzahl
ν_c	Querverformungskoeffizient von Null- bzw. Stahlfaserbeton
$\nu_{c,0}$	elastische Querdehnzahl von Null- bzw. Stahlfaserbeton
$\nu_{c,u}$	Bruchquerverformungskoeffizient von Null- bzw. Stahlfaserbeton
ξ	prozentuale Verteilung der Stahlfasern in den drei Hauptrichtungen
$\rho_{s,w}$	Querbewehrungsgrad

σ_0	hydrostatische Spannung
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannung
$\sigma_{c,1}, \sigma_{c,2}, \sigma_{c,3}$	Betonhauptspannung
$\sigma_{c,lat}$	Querdruckbeanspruchung
$\sigma_{c,lat}^f$	ideelle Querdruckbeanspruchung bei Stahlfaserzugabe
$\sigma_{c,lat}^N$	normierte Querdruckbeanspruchung von Null- bzw. Stahlfaserbeton
$\bar{\sigma}_{c,lat}^N$	aus der mittleren Dehnung der Querbewehrung ermittelte normierte Querdruckbeanspruchung
$\sigma_{c,lat,min}^N, \sigma_{c,lat,max}^N$	aus der minimalen bzw. maximalen Dehnung der Querbewehrung ermittelte normierte Querdruckbeanspruchung
$\sigma_{el,cr}$	elastische Knickspannung von Betonstahl
$\sigma_{s,c}$	Druckspannung von Betonstahl
$\sigma_{s,l}$	Druckspannung der Längsbewehrung
$\sigma_{s,t}$	Zugspannung von Betonstahl
$\sigma_{s,w}$	Zugspannung der Querbewehrung
$\bar{\sigma}_{s,w,u}$	mittlere Zugspannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast
$\sigma_{s,w,u,min}, \sigma_{s,w,u,max}$	minimale bzw. maximale Zugspannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast
τ_0	deviatorische Spannung
τ^f	Verbundfestigkeit der Stahlfaser
φ	innerer Reibungswinkel
$\varphi_{min}, \bar{\varphi}, \varphi_{max}$	aus der minimalen, mittleren bzw. maximalen Dehnung der Querbewehrung ermittelter innerer Reibungswinkel
ϕ	Durchmesser
ϕ_s	Durchmesser eines Betonstahlstabes
$\phi_{s,l}, \phi_{s,w}$	Durchmesser der Längs- bzw. Querbewehrung
ψ	Dilatationswinkel

Mac Aulay-Klammern: $\langle a \rangle = a$ für $a < 0$
 $\langle a \rangle = 0$ für $a \geq 0$

Bei vergleichender Darstellung rechnerisch und experimentell ermittelter Daten werden die Indizes *exp* (experimentell) bzw. *cal* (rechnerisch) verwendet. Ansonsten gelten die Bild- bzw. Tabellenbezeichnungen.

1 Einleitung

1.1 Motivation und Ziel der Arbeit

Die Planung eines Tragwerks erfolgt nach den anerkannten Regeln der Technik, deren zentraler Bestandteil das Sicherheitskonzept ist, welches sich in drei Sicherheitsstrategien untergliedern lässt [Grü-04]:

- Maßnahmen zur Vermeidung menschlicher Fehlhandlungen,
- Schaffung eines ausreichenden Sicherheitsabstandes zwischen der Beanspruchung und der Beanspruchbarkeit sowie
- Maßnahmen zur Begrenzung des Schadensausmaßes.

Das Schadensausmaß infolge eines möglichen Tragwerksversagens kann u. a. durch die konstruktive Durchbildung von Tragsystemen begrenzt werden, die mit Vorankündigung versagen [Grü-04].

Bei biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen, wie z. B. Stahlbetonbalken, wird ein Versagen mit Vorankündigung im Allgemeinen durch den Einbau der Mindestbewehrung sichergestellt. Bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit wird die freiwerdende Zugkraft durch die Bewehrung aufgenommen. Das Erreichen der Traglast kündigt sich aufgrund des aus der Rissbildung resultierenden Steifigkeitsverlustes durch eine überproportionale Verformungszunahme an (Bild 1-1).

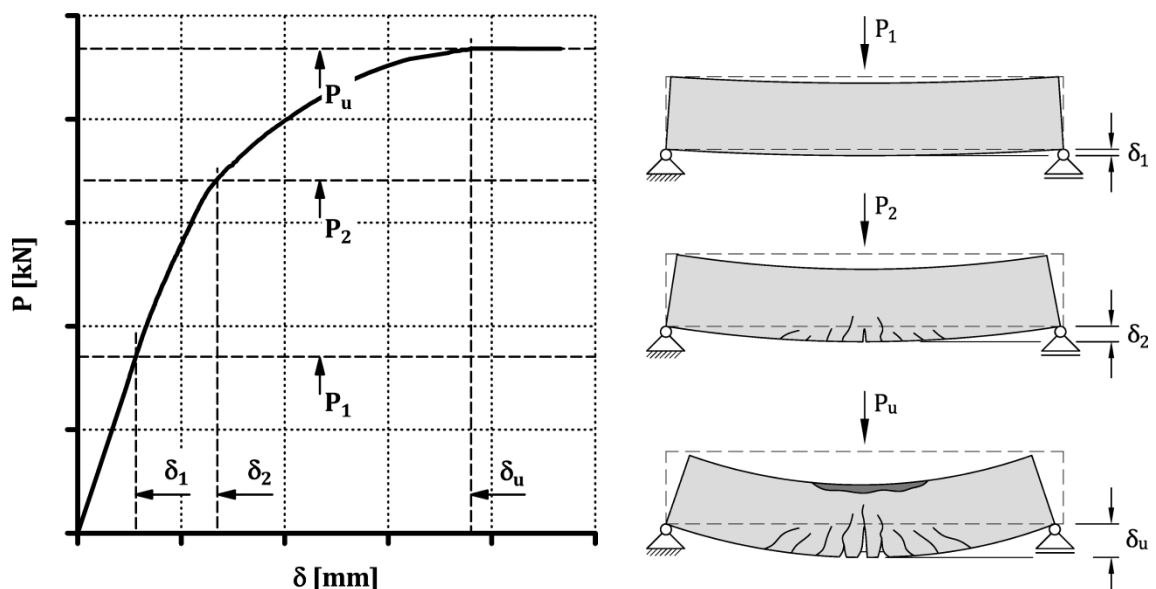


Bild 1-1: Last-Verformungsverhalten eines Stahlbetonbalkens sowie der jeweilige Bauteilzustand bei Erreichen der dargestellten Beanspruchung

Bei normalkraftbeanspruchten Stahlbetonbauteilen, wie z. B. Stahlbetondruckgliedern, ist ein Versagen mit Vorankündigung analog biegebeanspruchter Bauteile durch die

1 Einleitung

derzeit geforderte Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] nicht gegeben [Kem-01]. In Bild 1-2 sind exemplarisch das Last-Verformungsverhalten eines zentrisch beanspruchten Stahlbetondruckgliedes entsprechend der konstruktiven Mindestanforderung nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] sowie der Bauteilzustand kurz vor Erreichen der Traglast, im Weiteren als Primärtraglast $N_{u,I}$ bezeichnet, dargestellt.

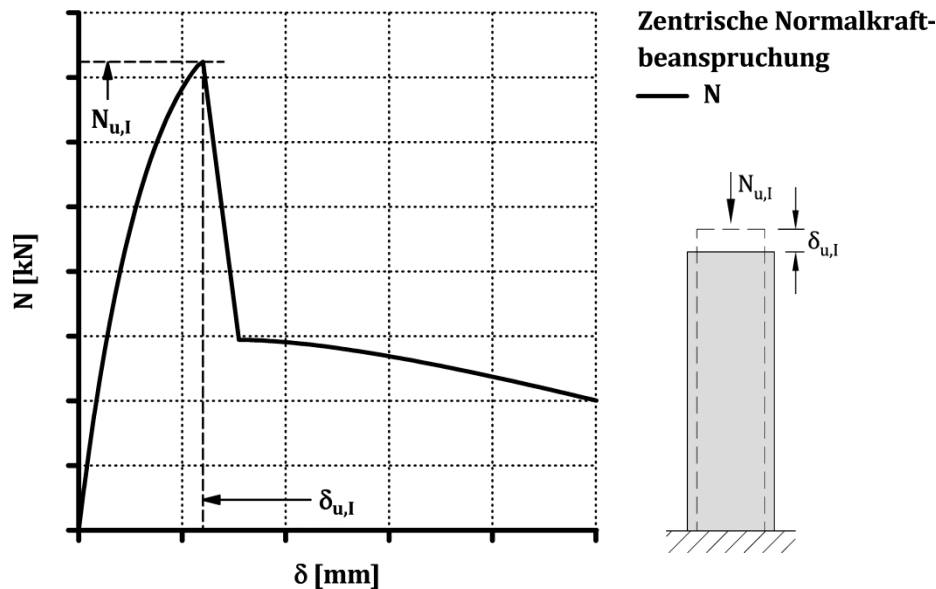


Bild 1-2: Last-Verformungsverhalten eines zentrisch beanspruchten Stahlbetondruckgliedes sowie der Bauteilzustand kurz vor Erreichen der Primärtraglast $N_{u,I}$

Das Erreichen der Primärtraglast fällt mit dem Bauteilversagen zusammen. Der Traglastzustand ist durch das Separieren der äußeren Betonschale gekennzeichnet ohne vorangegangene Rissbildung oder überproportionale Zunahme der Verformung. Aufgrund der konstruktiven Durchbildung des Stahlbetondruckgliedes kann der mit Erreichen der Primärtraglast entfallende Traganteil der äußeren Betonschale nicht kompensiert werden.

In der vorliegenden Arbeit werden konstruktive Maßnahmen, d. h.

- die Ausführung von Querbewehrungsgraden oberhalb der Mindestanforderungen nach DIN EN 1992-1-1 [EC2],
- die Verwendung von Stahlfasern sowie
- der Einsatz einer hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung

untersucht, die ein visuell erkennbares Versagen mit Vorankündigung von Stahlbetondruckgliedern mit Kreisquerschnitt unter kurzzeitiger zentrischer Normalkraftbeanspruchung ermöglichen.

In Analogie zu biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen wird eine wahrnehmbare Schädigung des Stahlbetondruckgliedes als Kriterium der Versagensvorankündigung definiert. Die konstruktive Durchbildung wird hierzu so ausgeführt, dass nach Überschreiten der Primärtraglast $N_{u,I}$ und der wahrnehmbaren Schädigung des Stahlbeton-

druckgliedes infolge des Separierens der äußeren Betonschale bei weiterer Verformungszunahme eine Sekundärtraglast $N_{u,II}$ erzielt wird, die mindestens der Primärtraglast entspricht (Bild 1-3).

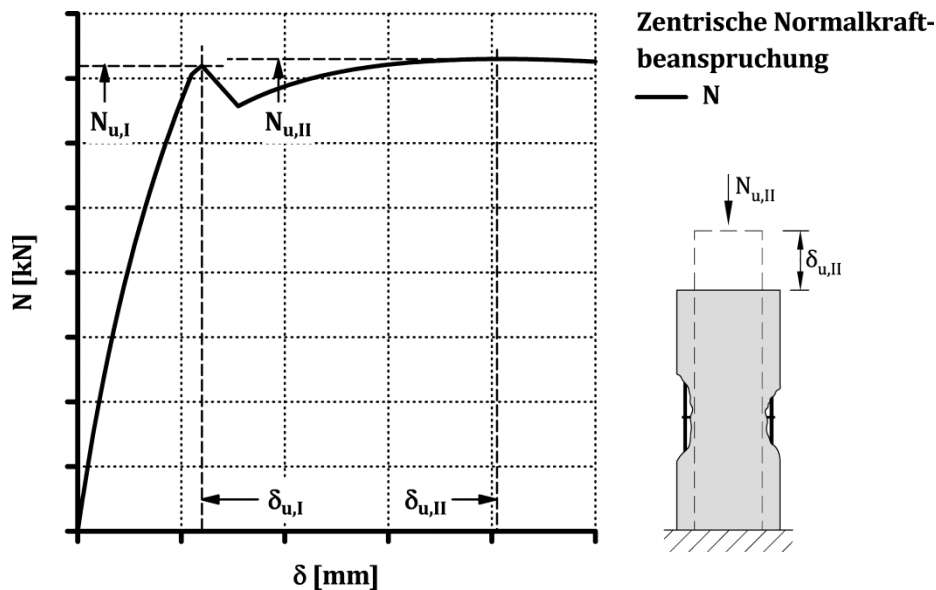
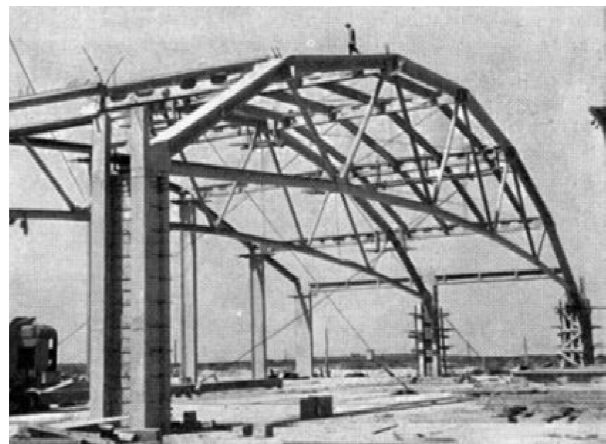


Bild 1-3: Angestrebtes Last-Verformungsverhalten eines zentrisch beanspruchten Stahlbetondruckgliedes sowie der Bauteilzustand kurz vor Erreichen der Sekundärtraglast $N_{u,II}$

Stahlbetondruckglieder, wie z. B. Stützen oder Fachwerkstäbe (Bild 1-4), sind in der baupraktischen Anwendung im Allgemeinen infolge gewisser Imperfektionen oder planmäßig durch exzentrisch wirkende Normalkräfte beansprucht.



a)



b)

Bild 1-4: Beispiele für Stahlbetondruckglieder
a) Stahlbetonstützen im Hochbau
b) Fachwerkbinder einer Fabrikhalle [Zez-57]

Das Last-Verformungsverhalten nach Überschreiten der Primärtraglast exzentrisch normalkraftbeanspruchter Stahlbetondruckglieder wird u. a. durch die Anfangsexzentrizität der Normalkraft, der Bauteilschlankheit sowie der konstruktive Durchbildung des Anschlusses an die angrenzenden Bauteile beeinflusst. Durch diese Einflussfaktoren er-

hört sich die Komplexität des Tragverhaltens nach Überschreiten der Primärtraglast deutlich. Um die Wirkungsweise der genannten konstruktiven Maßnahmen auf das Last-Verformungsverhalten von Stahlbetondruckgliedern grundlegend zu analysieren, wird in der vorliegenden Arbeit eine exzentrisch wirkende Normalkraftbeanspruchung nicht betrachtet.

1.2 Gliederung der Arbeit

In Kapitel 2 werden die in der Literatur dokumentierten zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens von Stahlbetondruckgliedern erforderlichen Grundlagen dargestellt. Die vorhandenen Ansätze zur Abbildung der einzelnen Traganteile, die das Last-Verformungsverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder bestimmen und sich aus den konstruktiven Anforderungen an das angestrebte Versagen mit Vorankündigung ergeben, werden zusammengestellt und miteinander verglichen. Kapitel 2 schließt mit der Darstellung der bestehenden Fragestellungen zur Beschreibung der Betontraganteile, welche getrennt voneinander in den Kapiteln 3 bis 7 auf Basis experimenteller und numerischer Untersuchungen grundlegend bearbeitet werden.

Kapitel 8 dient dem Zusammenführen der vorhandenen bzw. neu formulierten Ansätze zur Abbildung der einzelnen Traganteile. Auf Basis experimenteller Untersuchungen wird überprüft, ob sich die zusammengestellten Ansätze eignen, das Last-Verformungsverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder zu beschreiben.

Abschließend wird die Effektivität der untersuchten konstruktiven Maßnahmen, die eine Versagensvorankündigung zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder ermöglichen, in Kapitel 9 vergleichend gegenübergestellt.

2 Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens

2.1 Einführung

Das Last-Verformungsverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder kann additiv über den Längsbewehrungs- und Betontraganteil entsprechend Gl. (2-1) rechnerisch abgebildet werden [Mon-96].

$$N = N_{s,l} + N_c \quad \text{Gl. (2-1)}$$

mit

N	zentrische Normalkraftbeanspruchung,
$N_{s,l}$	Längsbewehrungstraganteil,
N_c	Betontraganteil.

Der Längsbewehrungstraganteil wird beschrieben zu

$$N_{s,l} = \sigma_{s,c}(\varepsilon_s) \cdot A_{s,l} \quad \text{Gl. (2-2)}$$

mit

$\sigma_{s,c}(\varepsilon_s)$	Spannungs-Stauchungsbeziehung von Betonstahl,
$A_{s,l}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung.

Bei der Ermittlung des Längsbewehrungstraganteils ist das Knickverhalten der druckbeanspruchten Längsbewehrung zu berücksichtigen, welches maßgeblich durch den Abstand der Querbewehrung beeinflusst wird. Durch den Querbewehrungsabstand wird die Knicklänge und somit die Knickspannung der Längsbewehrung bestimmt [See-97].

Ein hochduktiler Betonstahl zeichnet sich durch eine ausgeprägte Materialverfestigung nach Überschreiten der Quetschgrenze aus. In Kombination mit hochfesten Werkstoffen, deren Quetschgrenze oberhalb der Bruchstauchung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung liegt, verfügt die hochduktile, hochfeste Längsbewehrung über Tragreserven, die zum Erreichen der definierten Sekundärtraglast eingesetzt werden können.

Der Betontraganteil zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder lässt sich durch die Anordnung einer Querbewehrung beeinflussen. Bei geringen Querbewehrungsgraden z. B. entsprechend der Mindestanforderungen nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] ist der Einfluss der Querbewehrung auf den Betontraganteil vernachlässigbar [Kem-01]. Der Betontraganteil ergibt sich zu

$$N_c = N_{c,c} = \left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_c \cdot A_c \quad \text{Gl. (2-3)}$$

mit

$N_{c,c}$	Traganteil des nicht umschnürten Betons,
$\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_c$	Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung,
A_c	Querschnittsfläche des Betons.

Bei höheren Querbewehrungsgraden resultiert aus der Behinderung der Querverformung des Betons ein quantifizierbarer Umschnürungseffekt [Cus-96], [She-82]. In dem von Querbewehrung umschlossenen Beton baut sich ein mehraxialer Druckspannungszustand auf, aus dem eine höhere Beanspruchbarkeit und Verformungsfähigkeit des Betons folgt. Der Betontraganteil wird bestimmt zu

$$\begin{aligned} N_c &= N_{c,c} + N_{c,enc} \\ &= (A_c - A_{c,enc}) \cdot \left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_c + A_{c,enc} \cdot \left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_{cc} \end{aligned} \quad \text{Gl. (2-4)}$$

mit

$N_{c,enc}$	Traganteil des von Querbewehrung umschlossenen Betons,
$\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_{cc}$	Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung,
$A_{c,enc}$	von Querbewehrung umschlossene Betonquerschnittsfläche.

SHEIK & UZUMERI [She-80] unterteilen die Überlagerung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter ein- und mehraxialer Druckbeanspruchung sowie die zugehörigen Betonquerschnittsflächen entsprechend Gl. (2-4) in drei Verformungsbereiche (Bild 2-1).

Bis zum Erreichen der Bruchstauchung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung, was der Grenze zwischen dem Verformungsbereich 1 und 2 entspricht, kann der Betontraganteil auch bei hohen Querbewehrungsgraden entsprechend Gl. (2-3) abgebildet werden. Im Verformungsbereich 3 ist der Traganteil des nicht umschnürten Betons durch das komplette Ablösen der zugehörigen Betonquerschnittsfläche eliminiert. Der Verformungsbereich 2 beschreibt den Übergangsbereich, in dem anteilig Traganteile des nicht umschnürten und des von Querbewehrung umschlossenen Betons zum Betontraganteil beitragen. Es wird ein kontinuierlicher Übergang zwischen dem Verformungsbereich 2 und 3 angenommen. Ein Ansatz zur Beschreibung des Übergangsbereichs wird in [She-80] nicht formuliert.

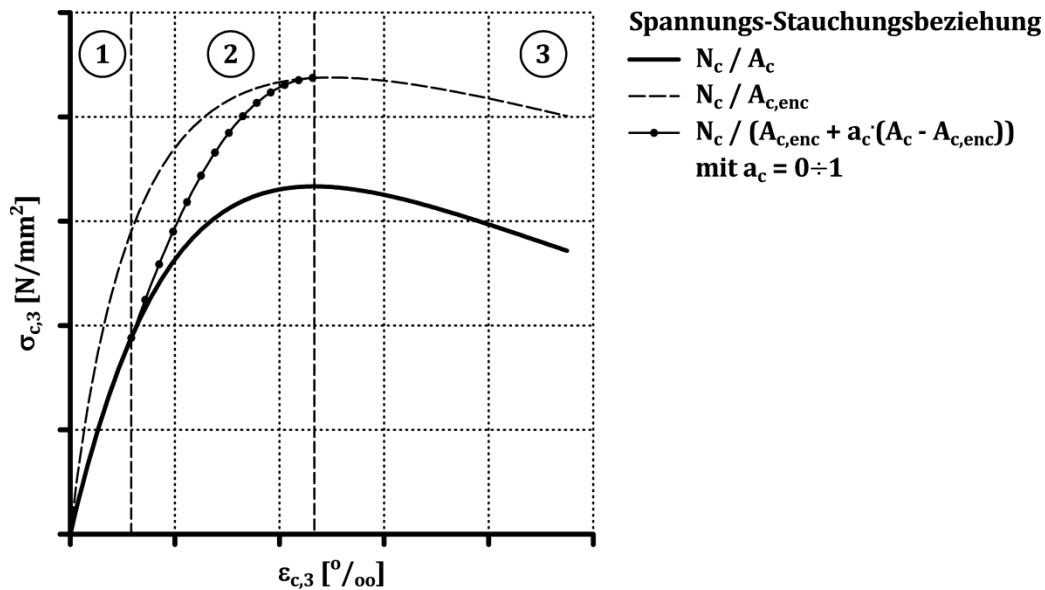


Bild 2-1: Schematische Verteilung des Betontraganteils (in Anlehnung an [She-80])

An der Grenze zwischen dem Verformungsbereich 1 und 2 tritt die in der vorliegenden Arbeit angestrebte Versagensvorankündigung ein. In Abhängigkeit von der konstruktiven Durchbildung des Stahlbetondruckgliedes bzw. den Betonquerschnittsanteilen wird im Verformungsbereich 2 bzw. an der Grenze zwischen dem Verformungsbereich 2 und 3 die angestrebte Sekundärtraglast erreicht.

Aus den Forschungsarbeiten von u. a. CAMPIONE [Cam-02], FOSTER [Fos-01] sowie PAULTRE ET AL. [Pau-10] ist bekannt, dass durch die Zugabe von Stahlfasern der Betontraganteil nach Überschreiten der Primärtraglast gesteigert werden kann. Durch den Einsatz von Stahlfasern erhöht sich die Beanspruchbarkeit von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung nach Überschreiten der Bruchstauchung [Fan-85] und wird in der vorliegenden Arbeit zur Erzielung des angestrebten Bauteilverhaltens genutzt.

Im Folgenden werden die in der Literatur vorliegenden Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder entsprechend Gl. (2-2) und Gl. (2-4) dargestellt (Bild 2-2).

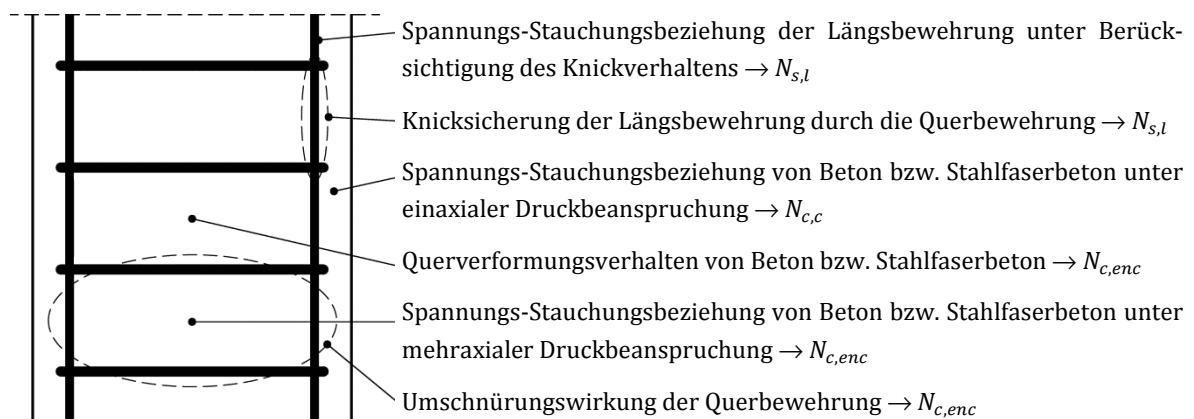


Bild 2-2: Erforderliche Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder

2.2 Grundlagen zur Beschreibung des Längsbewehrungstraganteils

2.2.1 Betonstahl unter Zug- und Druckbeanspruchung

Naturharter und wärmebehandelter Betonstahl weisen unter Zugbeanspruchung eine ausgeprägte Streckgrenze mit anschließendem Fließplateau und dem Verfestigungsbereich bis zum Erreichen der Zugfestigkeit auf, während kaltverformter Betonstahl kontinuierlich vom elastischen in den plastischen Verformungsbereich übergeht (Bild 2-3 (a)). Da kaltverformter Betonstahl kein ausgeprägtes Fließplateau aufweist, wird die Spannung bei Erreichen einer plastischen Dehnung von $\varepsilon_s = 0,2 \text{ ‰}$ als Streckgrenze definiert (Bild 2-3 (a)). Die Steifigkeit beim Übergang in den Verfestigungsbereich ist durch den materialspezifischen Verfestigungsmodul $E_{s,h}$ gekennzeichnet (Bild 2-3 (b)).

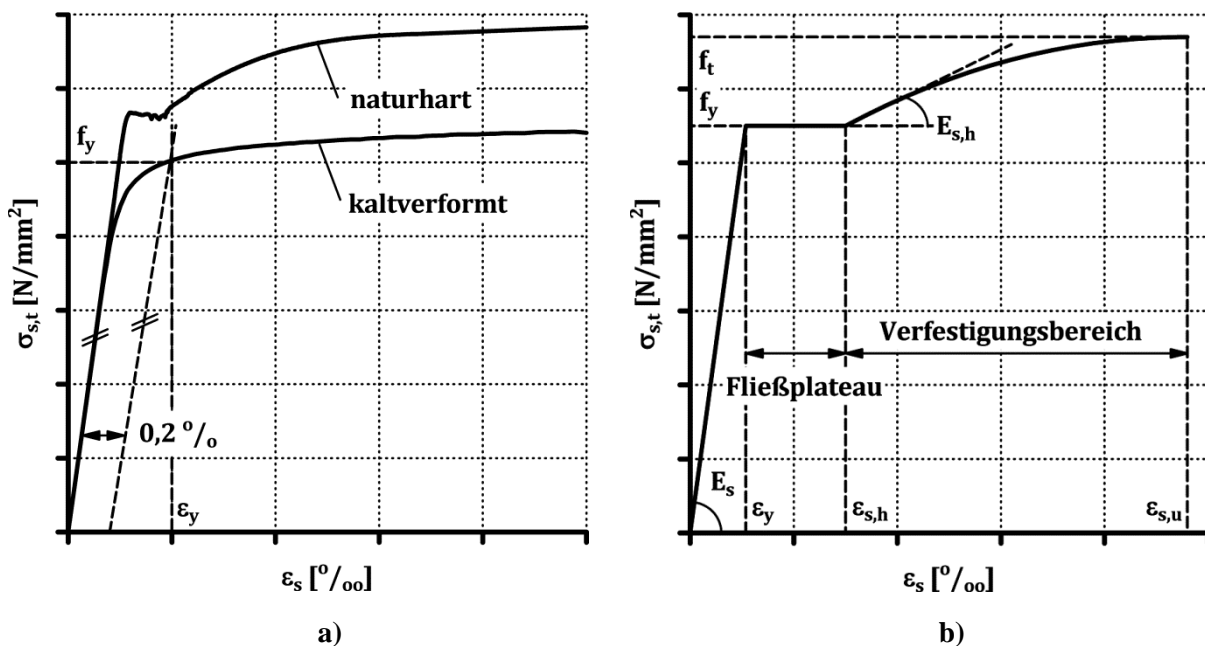


Bild 2-3: a) Spannungs-Dehnungsbeziehung von naturhartem und kaltverformtem Betonstahl
b) Erläuterung der materialspezifischen Kennwerte

Die Eigenschaft von Betonstahl nach Überschreiten der Streckgrenze die Dehnung bei konstanter oder ansteigender Spannung noch zu vergrößern, ist ein wesentliches Merkmal für die Verformungsfähigkeit von bewehrten Betonbauteilen. Die Kenngrößen für die Duktilität von Betonstahl sind die Bruchdehnung sowie das Verhältnis der Zugfestigkeit und der Streckgrenze entsprechend Gl. (2-5) [EC2].

$$k_s = \frac{f_t}{f_y} \quad \text{Gl. (2-5)}$$

Zur Beurteilung der Duktilität von Betonstahl wird innerhalb der vorliegenden Arbeit vereinfachend der Quotient aus der Spannung bei Erreichen einer Dehnung bzw. Stauchung von $\varepsilon_s = \pm 25 \text{ ‰}$ und der Streckgrenze entsprechend Gl. (2-6) genutzt.

$$k_s^* = \frac{\sigma_{s,t(c)}(\varepsilon_s = \pm 25 \text{ ‰})}{f_y} \quad \text{Gl. (2-6)}$$

Das Verhalten von Betonstahl unter Druckbeanspruchung entspricht im Allgemeinen bis zum Erreichen der Quetschgrenze dem unter Zugbeanspruchung. Bei kaltverformten Betonstahl tritt durch herstellungsbedingte Veränderungen des mikrokristallinen Gefüges der sogenannte BAUSCHINGER-Effekt auf, welcher dazu führt, dass die Quetschgrenze unterhalb der Streckgrenze liegt [Man-83].

In Abhängigkeit von der Länge des Betonstahlstabes und der Lagerung der Stabenden wird das Verhalten des Betonstahlstabes unter Druckbeanspruchung durch den Mechanismus des Knickens beeinflusst (Bild 2-4). Knicken ist der technisch-mechanische Ausdruck für den Stabilitätsverlust, der schlagartig oder kontinuierlich erfolgen kann.

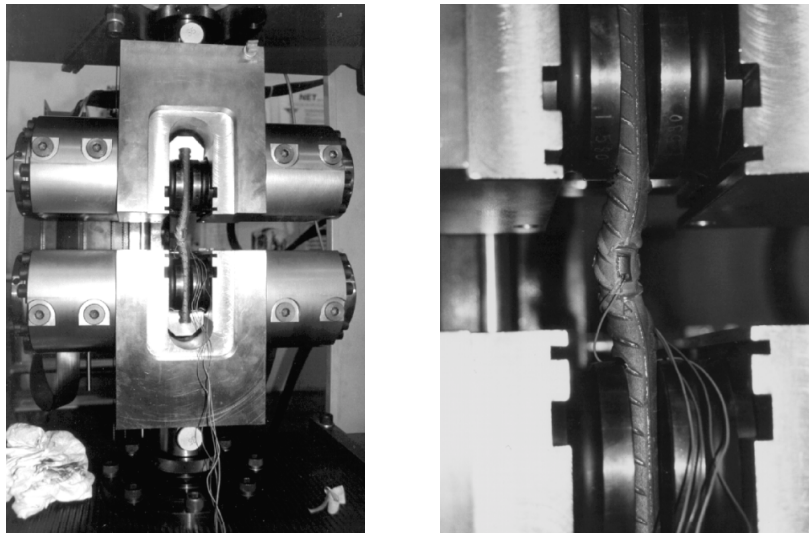


Bild 2-4: Versuchsaufbau zur Ermittlung der Spannungs-Stauchungsbeziehung eines Betonstahlstabes unter Berücksichtigung des Knickverhaltens [Thi-01]

Die Knickspannung, durch die die Druckspannung im elastischen Bereich begrenzt wird, kann aus der EULER'SCHEN Knicktheorie hergeleitet werden zu

$$\sigma_{el,cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_s}{\lambda_0^2}. \quad \text{Gl. (2-7)}$$

Der Schlankheitsgrad λ_0 bestimmt sich aus dem Quotienten der Knicklänge l_0 und dem Flächenträgheitsradius i bzw. dem Betonstahldurchmesser ϕ_s entsprechend Gl. (2-8).

$$\lambda_0 = \frac{l_0}{i} = 4 \cdot \frac{l_0}{\phi_s} = 4 \cdot \lambda_s \quad \text{Gl. (2-8)}$$

Das Verhältnis der Knicklänge und des Betonstahldurchmessers wird in der vorliegenden Arbeit als normierte Knicklänge λ_s bezeichnet.

Sogenannte plastische Knicktheorien berücksichtigen bei der Ermittlung der Knickspannung zusätzlich das Verfestigungsverhalten von Betonstahl [Thi-01].

2 Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens

Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Betonstahl

Ein Ansatz zur Abbildung der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Betonstahl unter Zugbeanspruchung wird von MANDER ET AL. [Man-83] formuliert. Der elastische Bereich der Spannungs-Dehnungsbeziehung kann auf Basis des HOOK'SCHEN Gesetzes beschrieben werden mit

$$\sigma_{s,t}(\varepsilon_s) = E_s \cdot \varepsilon_s . \quad \text{Gl. (2-9)}$$

Der Bereich des Fließplateaus eines naturharten Betonstahls wird durch einen konstanten Verlauf der Spannung mit

$$\sigma_{s,t}(\varepsilon_s) = f_y \quad \text{Gl. (2-10)}$$

abgebildet. Zur Beschreibung des Verfestigungsbereichs wird in [Man-83] eine exponentielle Funktion in Form von

$$\sigma_{s,t}(\varepsilon_s) = f_t + (f_y - f_t) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{s,u} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{s,u} - \varepsilon_{s,h}} \right)^j \quad \text{Gl. (2-11)}$$

mit dem Exponenten

$$j = E_{s,h} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{s,u} - \varepsilon_{s,h}}{f_t - f_y} \right) \quad \text{Gl. (2-12)}$$

definiert. Durch Anpassen der Dehnung bei Verfestigungsbeginn sowie der Substitution der Streckgrenze durch die Stahlspannung bei Erreichen der Elastizitätsgrenze eignet sich die mathematische Funktion sowohl zur Abbildung der Spannungs-Dehnungsbeziehung eines naturharten als auch kaltverformten Betonstahls (Bild 2-5).

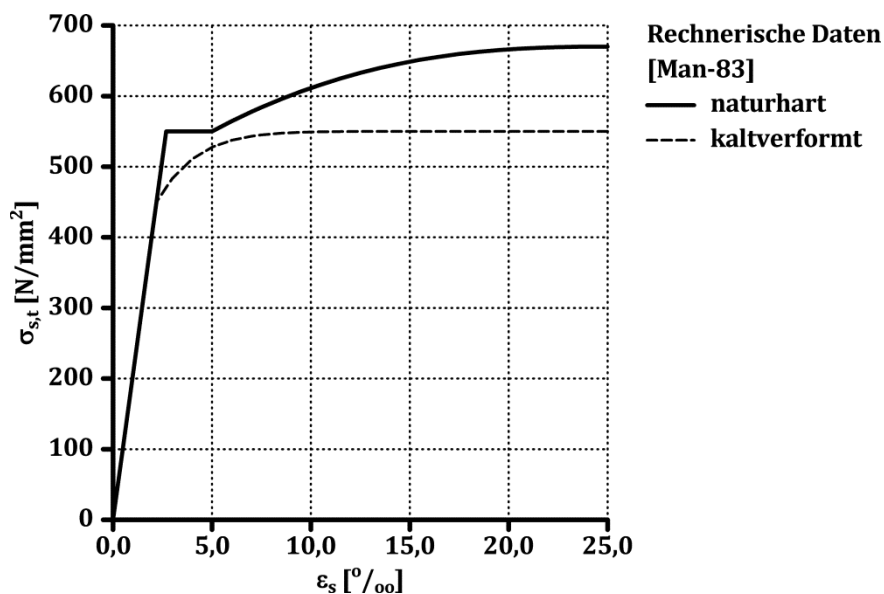


Bild 2-5: Rechnerisch ermittelte Spannungs-Dehnungsbeziehung von Betonstahl gemäß dem Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-83]

Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Betonstahl

Bei nicht knickgefährdetem Betonstahl kann der Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-83] zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung verwendet werden.

DHAKAL & MAEKAWA [Dha-02a], [Dha-02b] erweitern auf Basis experimenteller und numerischer Untersuchungen den Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-83] unter Berücksichtigung des Knickverhaltens. In [Dha-02a], [Dha-02b] wird angenommen, dass der knickgefährdete Betonstahlstab die Quetschgrenze erreicht. In Abhängigkeit von der Quetschgrenze und der normierten Knicklänge [Dha-06] wird eine Grenzstauchung

$$|\varepsilon_{s,i}| = \left| \varepsilon_y \cdot \left(55 - 2,3 \cdot \sqrt{\frac{|f_y|}{100}} \cdot \lambda_s \right) \right| \geq |7 \cdot \varepsilon_y| \quad \text{Gl. (2-13)}$$

und ein Abminderungsfaktor

$$\beta = \alpha \cdot \left(1,1 - 0,016 \cdot \sqrt{\frac{|f_y|}{100}} \cdot \lambda_s \right) \geq 0,2 \quad \text{Gl. (2-14)}$$

mit

$$0,75 \leq \alpha = 0,75 + \frac{\varepsilon_{s,u} - \varepsilon_{s,h}}{300 \cdot \varepsilon_y} \leq \frac{f_t}{1,5 \cdot f_y} \leq 1,0 \quad \text{Gl. (2-15)}$$

formuliert. Im Bereich von Stauchungen kleiner der Grenzstauchung $\varepsilon_{s,i}$ wird die Spannungs-Stauchungsbeziehung bestimmt zu

$$\sigma_{s,c}(\varepsilon_s) = -\sigma_{s,t}(\varepsilon_s) \cdot \left(1 - (1 - \beta) \cdot \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_y}{\varepsilon_{s,i} - \varepsilon_y} \right) \right) \quad \text{Gl. (2-16)}$$

mit $\sigma_{s,t}(\varepsilon_s)$ gemäß Gl. (2-11). Für Stauchungen größer der Grenzstauchung $\varepsilon_{s,i}$ wird ein linearer Verlauf der Spannungs-Stauchungsbeziehung angenommen zu

$$\sigma_{s,c}(\varepsilon_s) = -\beta \cdot \sigma_{s,t}(\varepsilon_s) + 0,02 \cdot E_s \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_i) \leq 0,2 \cdot f_y \quad \text{Gl. (2-17)}$$

In Bild 2-6 sind die rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen gemäß dem Ansatz nach DHAKAL & MAEKAWA [Dha-02a], [Dha-02b] für normierte Knicklängen von $\lambda_s = 4$ bis 24 sowie die Spannungs-Stauchungsbeziehung ohne Berücksichtigung des Knickens für einen kaltverformten Betonstahlstab dargestellt. Mit zunehmender normierter Knicklänge λ_s nimmt die Beanspruchbarkeit des Betonstahlstabes nach Überschreiten der Quetschgrenze infolge des Knickens ab.

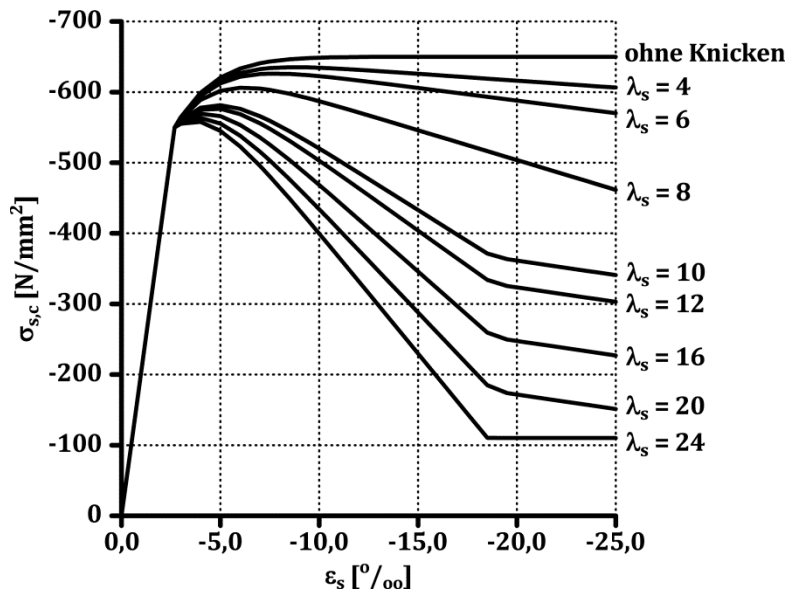


Bild 2-6: Rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen eines Betonstahlstabes unter Variation der normierten Knicklänge gemäß dem Ansatz nach Dhakal & Maekawa [Dha-02a], [Dha-02b]

Vergleich der Spannungs-Stauchungsbeziehung eines normalfesten und eines hochduktilen, hochfesten Betonstahls unter Berücksichtigung des Knickverhaltens

In Bild 2-7 sind die experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der in der vorliegenden Arbeit verwendeten normalfesten und hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung dargestellt (Anhang A). Tabelle 2-1 enthält das für den normalfesten (D20) bzw. hochduktilen, hochfesten Betonstahl (D18) ermittelte Duktilitätsmerkmal entsprechend Gl. (2-6).

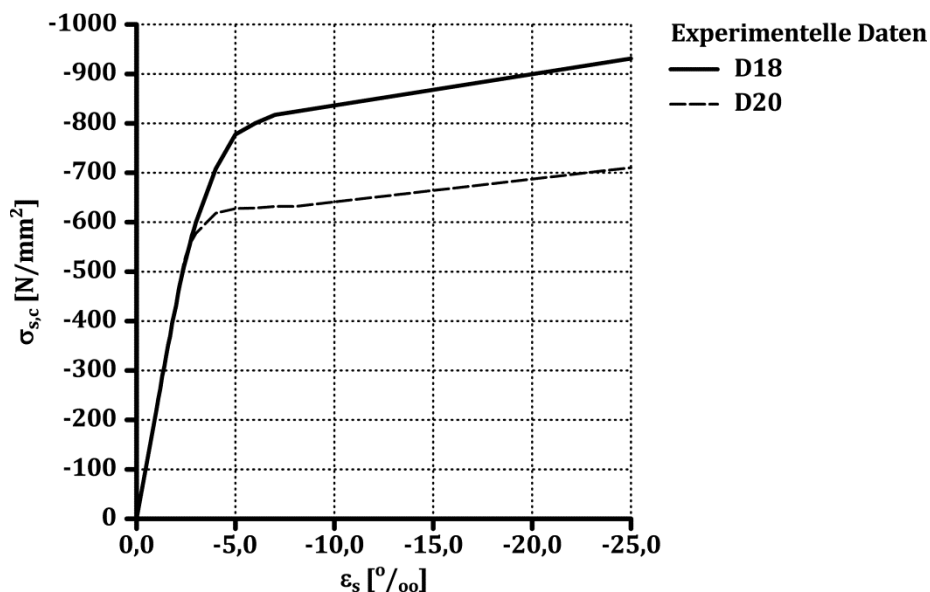


Bild 2-7: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der in der vorliegenden Arbeit verwendeten druckbeanspruchten Längsbewehrung (Anhang A)

Tabelle 2-1: Duktilitätsmerkmal der verwendeten druckbeanspruchten Längsbewehrung

Bezeichnung		D18	D20
$k_{s,l}^*$	[-]	1,18	1,13

In Bild 2-8 sind die rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung D18 bezogen auf die der normalfesten Längsbewehrung D20 unter Variation der normierten Knicklänge λ_s gemäß dem Ansatz nach DHAKAL & MAEKAWA [Dha-02a], [Dha-02b] dargestellt.

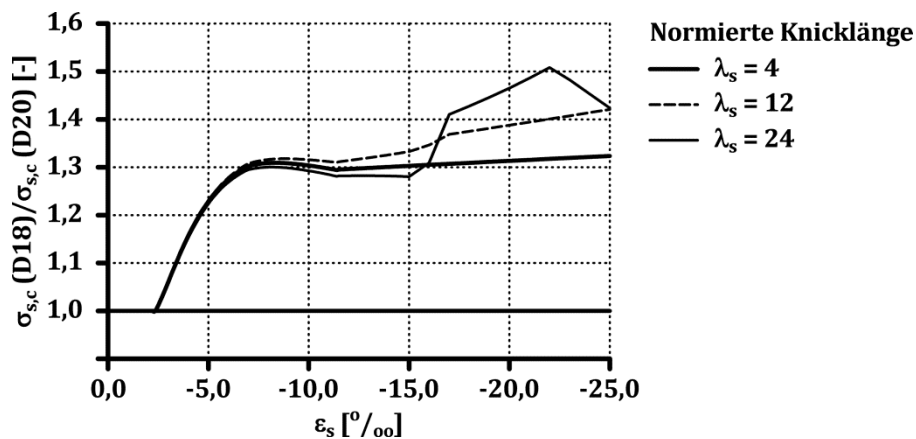


Bild 2-8: Rechnerisch ermitteltes Verhältnis der Spannungs-Stauchungsbeziehungen der hochduktilen, hochfesten und der normalfesten Längsbewehrung unter Variation der normierten Knicklänge gemäß dem Ansatz nach DHAKAL & MAEKAWA [Dha-02a], [Dha-02b]

Die Beanspruchbarkeit der hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung nimmt gegenüber der normalfesten Längsbewehrung ab einer Stauchung von $\varepsilon_s = -2,5 \text{ ‰}$ bis zu einer Stauchung von etwa $\varepsilon_s = -7,0 \text{ ‰}$ unabhängig von der normierten Knicklänge näherungsweise linear auf etwa 30 % zu.

2.2.2 Knicksicherung der Längsbewehrung durch die Querbewehrung

Der Ansatz nach DHAKAL & MAEKAWA [Dha-02a], [Dha-02b] ist in Abhängigkeit von der normierten Knicklänge λ_s entsprechend Gl. (2-8) formuliert. Für die Anwendung des Ansatzes zur Beschreibung des Längsbewehrungstraganteils zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder ist u. a. ein Zusammenhang zwischen dem Abstand der Querbewehrung s_w und der Knicklänge l_0 zu definieren.

Das Verhalten der druckbeanspruchten Längsbewehrung in normalkraftbeanspruchten Stahlbetonbauteilen ist u. a. in [Alb-78], [Bad-73], [Kor-82], [Neu-83] und [Pfi-64] dokumentiert. Eine Zusammenfassung der genannten Forschungsarbeiten ist z. B. in [See-97] enthalten. Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen können wie folgt zusammengefasst werden [See-97]:

2 Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens

- Die druckbeanspruchte Längsbewehrung erreicht stets die Quetschgrenze ohne vorzeitiges Knicken. Dies zeigt sich auch bei fehlender oder vorgeschädigter Betondeckung, sehr großen Querbewehrungsabständen oder einer Vorverformung der Längsbewehrung.
- Nach Überschreiten der Quetschgrenze und weiterer Verformungszunahme kann auch ein geringer Querbewehrungsabstand die druckbeanspruchte Längsbewehrung nicht gegen Knicken sichern.
- Die Steifigkeit und der Abstand der Querbewehrung bestimmen die Knickform der Längsbewehrung.

Die Annahme von DHAKAL & MAEKAWA [Dha-02a], [Dha-02b], dass der Betonstahlstab erst nach Erreichen der Quetschgrenze ausknickt, deckt sich mit den experimentellen Ergebnissen zum Knickverhalten der druckbeanspruchten Längsbewehrung in Stahlbetonbauteilen.

Im Wesentlichen werden zwei Knickformen der Längsbewehrung in experimentellen Untersuchungen festgestellt [Scr-86], [Daz-00]:

- Knicken der Längsbewehrung zwischen zwei Querbewehrungslagen, wenn die Steifigkeit und Abstand der Querbewehrung groß ist (Bild 2-9 (a)),
- Knicken über eine Länge größer als ein Querbewehrungsabstand, wenn die Steifigkeit und der Abstand der Querbewehrung klein ist (Bild 2-9 (b)).



a)



b)

Bild 2-9: Knickformen der Längsbewehrung
a) Knicken zwischen zwei Querbewehrungslagen
b) Knicken über eine Länge größer als ein Querbewehrungsabstand [Ber-05]

Das Knicken der Längsbewehrung über eine Länge größer als ein Querbewehrungsabstand führt zu einer Dehnung der Querbewehrung. Große Knickverformungen können das Reißen der Querbewehrung zur Folge haben. Dies ist in der vorliegenden Arbeit bis

zum Erreichen der Sekundärtraglast zu vermeiden, da durch das Versagen der Querbewehrung die Umschnürungswirkung der Querbewehrung entfällt. Des Weiteren resultiert aus dem Reißen der Querbewehrung eine größere Knicklänge, die wiederum zu einer Reduktion der Beanspruchbarkeit der Längsbewehrung führt (Bild 2-6).

In [Mon-96] wird das Knicken der Längsbewehrung bei der Analyse des experimentell ermittelten Last-Verformungsverhaltens von Stahlbetondruckgliedern berücksichtigt. Obwohl der Beginn des Knickens der Längsbewehrung in den in [Mon-96] dargestellten Untersuchungen nicht durch ein Messverfahren bzw. die optische Beurteilung einwandfrei dokumentiert werden kann, wird die reduzierte Beanspruchbarkeit der Längsbewehrung infolge des Knickens bei der rechnerischen Ermittlung des Last-Verformungsverhaltens erst nach Überschreiten der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons angesetzt. Der abfallende Ast des experimentell ermittelten Last-Verformungsverhaltens kann mit dieser Annahme rechnerisch nachvollzogen werden.

In den experimentellen Untersuchungen zur Umschnürungswirkung der Querbewehrung an gedrunenen Stahlbetondruckgliedern von u. a. MANDER ET AL. [Man-88b] sowie SHEIK & TOKLUCU [She-93] wird das Knicken der Längsbewehrung nicht erwähnt.

In der vorliegenden Arbeit wird angenommen, dass große Knickverformungen der druckbeanspruchten Längsbewehrung erst nach Überschreiten der Sekundärtraglast auftreten, so dass eine zusätzliche Dehnung der Querbewehrung unberücksichtigt bleibt.

In der Literatur liegen Angaben zum Zusammenhang zwischen dem Abstand der Querbewehrung und der Knicklänge der Längsbewehrung von

$$\frac{s_w}{2} \leq l_0 \leq s_w \quad \text{Gl. (2-18)}$$

vor [See-97]. Die Annahme zur Abbildung des Knotenpunkts Querbewehrung-Längsbewehrung liegt zwischen einer Einspannung und einer gelenkigen Lagerung.

In der vorliegenden Arbeit wird zur Beschreibung des Längsbewehrungstraganteils festgelegt, dass die Knicklänge dem Querbewehrungsabstand entspricht, d. h. es gilt:

$$l_0 = s_w . \quad \text{Gl. (2-19)}$$

2.3 Grundlagen zur Beschreibung des Betontraganteils

2.3.1 Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung

Die Gesteinskörnung im Mehrphasensystem Beton besitzt eine wesentlich höhere Festigkeit und eine um ein Vielfaches größere Steifigkeit als die vom Zement im Hydratationsprozess gebildete Zementmatrix. Die beim Erhärtungsprozess des Zementsteins auftretende Volumenverminderung führt im Verbundbereich der Gesteinskörnung zu Eigenspannungen, aus denen im unbelasteten Betongefüge bei Überschreiten der Zugfestigkeit in der Verbundzone Mikrorisse zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnung entstehen [Hsu-63]. Diese Mikrorisse beeinflussen die Spannungs-Stauchungsbeziehung normal- bzw. hochfester Betone bis zu einer Druckspannung von etwa 40 bzw. 80 % der einaxialen Druckfestigkeit kaum. Die Spannungs-Stauchungsbeziehung ist nahezu linear.

Ab einem Druckspannungsniveau von etwa 40 % der einaxialen Druckfestigkeit stellt sich im Betongefüge normalfester Betone (NFB) eine den Eigenspannungszustand überlagernde Spannungsverteilung ein (Bild 2-10).

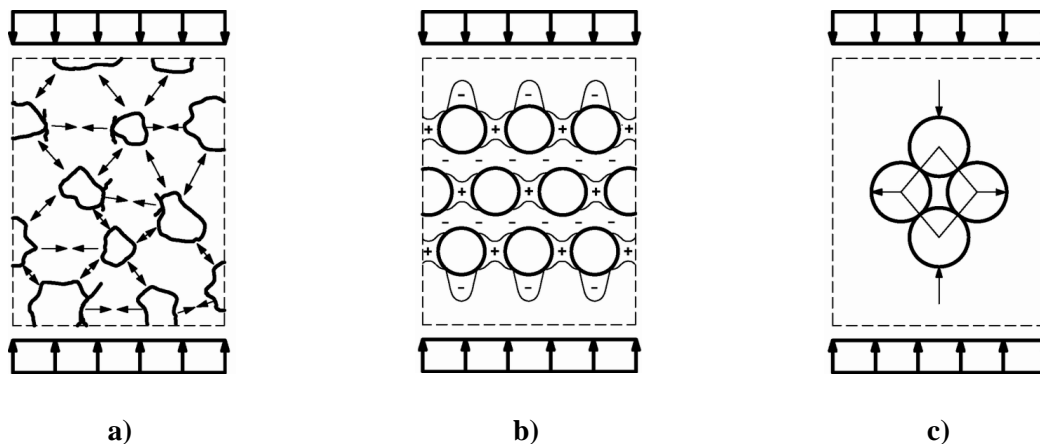


Bild 2-10: Spannungsverteilung in einem normalfesten Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung nach WISCHERS & LUSCHE [Wis-72]

- a) Modell des Tragverhaltens
- b) Idealierte Hauptspannungsverteilung
- c) Detailmodell

Durch die Neigung der Druckstreben, die aufgrund der höheren Steifigkeit von Gesteinskorn zu Gesteinskorn verlaufen, entstehen in der Betonmatrix Querzugspannungen. Aus diesen Querzugspannungen resultiert eine Aufweitung vorhandener Mikrorisse bzw. eine Initialisierung neuer Risse parallel zur Beanspruchungsrichtung. Die Gefügeschädigung führt zu irreversiblen Verformungsanteilen. Die Nichtlinearität der Spannungs-Stauchungsbeziehung nimmt stetig zu (Bild 2-11 (a)).

Bei hochfestem Beton (HFB) liegt im Vergleich zu normalfestem Beton ein homogeneres Gefüge mit geringeren Steifigkeitsunterschieden zwischen der Gesteinskörnung und

der Zementmatrix vor [Kön-01]. Die Spannungskonzentration an den Gesteinskörnern ist weniger ausgeprägt, so dass die Zunahme der Mikrorissbildung bei hochfestem Beton ab einem höheren Spannungsniveau von etwa 80 % der einaxialen Druckfestigkeit erfolgt [Bas-03].

Bei Belastungssteigerung fügen sich die Mikrorisse in der Betonmatrix zu Makrorissen zusammen. In der Phase dieser Gefügauflockerung wird die Verformung von Beton quer zur Hauptbeanspruchungsrichtung in steigendem Maße von der Längsrissbildung bestimmt. Diese stabile Makrorissbildung ist durch eine Erhöhung des Verhältnisses der Querverformung zur Längsstauchung gekennzeichnet [Hsu-63], [Man-84] (Bild 2-11).

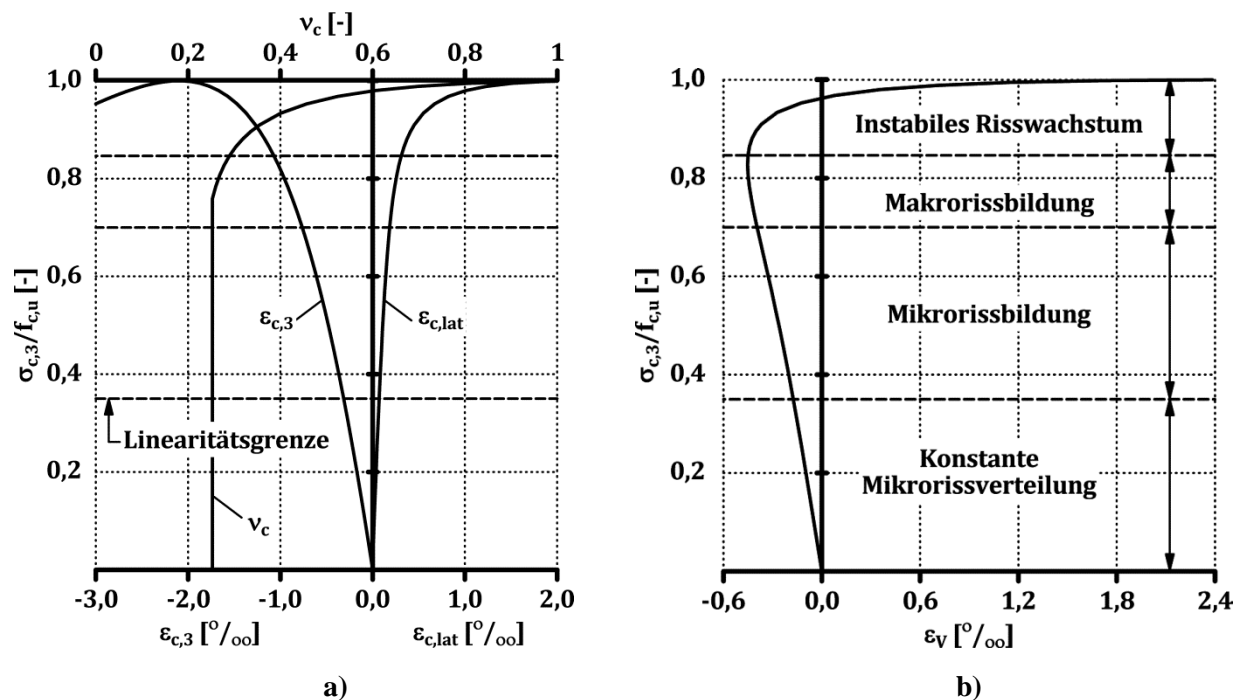


Bild 2-11: a) Normierte Spannungs-Stauchungsbeziehung, normierte Spannungs-Querverformungsbeziehung sowie Verlauf des Querverformungskoeffizienten von normalfestem Beton
b) Normierte Spannungs-Volumenänderungsbeziehung sowie Rissbildungsprozesse von normalfestem Beton [Hsu-63]

Beim Übergang zwischen der stabilen Makrorissbildung zum instabilen Risswachstum wird das absolute Minimum der Volumenänderung

$$\epsilon_v \approx 2 \cdot \epsilon_{c,lat} + \epsilon_{c,3} \quad \text{Gl. (2-20)}$$

mit

$\epsilon_{c,lat}$ Verformung von Beton quer zur Hauptbeanspruchungsrichtung,

$\epsilon_{c,3}$ Betonstauchung in Hauptbeanspruchungsrichtung,

erreicht (Bild 2-11 (b)). Die zugehörige Druckspannung wird als kritische Spannung bezeichnet [Cur-02].

Der Bereich des instabilen Risswachstums zeichnet sich durch eine Reduktion der Volumenänderung aus (Bild 2-11 (b)). Die Querdehnzahl, im Weiteren als Querverformungskoeffizient

$$\nu_c = - \frac{\varepsilon_{c,lat}}{\varepsilon_{c,3}} \quad \text{Gl. (2-21)}$$

bezeichnet, überschreitet den für homogene, isotrope Materialien geltenden Grenzwert von $\nu_c = 0,5$ mit dem die Volumenkonstanz beschrieben wird (Bild 2-11). Die einzelnen lastabtragenden Betonlamellen werden sukzessive labil und führen zur Entfestigung des Betons.

Das Endfestigungsverhalten wird von der Matrixstruktur des Betons beeinflusst. Bei normalfestem Beton mit einer Grobkornstruktur können beim Abgleiten der Betonlamellen Verzahnungs- und Reibwiderstände aktiviert werden [Ras-62]. Liegt eine eher homogene Matrixstruktur wie bei hochfestem Beton vor, entfallen die Kornwiderstände aufgrund der geringen Rauigkeit der Bruchfläche und die Endfestigung erfolgt schlagartig [Kön-01].

Die beschriebene Spannungs-Stauchungsbeziehung wird unter verformungsgeregelter Belastung ermittelt und unterliegt einer Vielzahl von Parametern, die einen Einfluss auf das Verhalten von Beton ausüben, u. a.

- die Versuchskörpergeometrie [San-72],
- die Verformungsgeschwindigkeit [Ras-62],
- die Reibung zwischen dem Betonkörper und der Lasteinleitungsplatte [Von-89],
- das Messverfahren und die Messdatenauswertung (u. a. Relation der Messlänge zu der Bruchprozesszone, Relation des Ursprungsquerschnitts zum verbleibenden Querschnitt nach Überschreiten der Bruchstauchung) [Cor-68] sowie
- die Prüfmaschinensteifigkeit [Hud-72].

Um die Reproduzierbarkeit der experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung sicherzustellen, sind somit u. a. die Versuchskörperabmessung, die Versuchsdurchführung, das Messverfahren sowie die Messdatenauswertung festzulegen [Cor-68].

Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton

Zur Abbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung liegen eine Vielzahl unterschiedlicher Ansätze vor. Auf eine vollständige Zusammenstellung wird in der vorliegenden Arbeit verzichtet.

SARGIN [Sar-71] definiert zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung eine gebrochen rationale Funktion in Form von

$$\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3})\right)_c = \left(\frac{k_c \cdot \eta_c + (D - 1) \cdot \eta_c^2}{1 + (k_c - 2) \cdot \eta_c + D \cdot \eta_c^2}\right) \cdot f_{c,u} \quad \text{Gl. (2-22)}$$

mit dem Plastizitätsfaktor

$$k_c = E_c \cdot \frac{\varepsilon_{c,u}}{f_{c,u}} \quad \text{Gl. (2-23)}$$

und

$$\eta_c = \frac{\varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{c,u}} \quad \text{Gl. (2-24)}$$

sowie dem Parameter

$$D = 0,80 + 0,05 \cdot \frac{f_{c,u}}{6,895}, \quad \text{Gl. (2-25)}$$

durch den sich der Verlauf des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit beschreiben lässt. Mit der Vereinfachung $D = 0$ lässt sich die Formulierung von SARGIN [Sar-71] in die in Regelwerken, z. B. DIN EN 1992-1-1 [EC2], enthaltene Darstellung der nichtlinearen Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton überführen. Für $D = 1,0$ entspricht die Beschreibung nach SARGIN [Sar-71] der Formulierung von SAENZ [Sae-64] (Tabelle 2-2).

Die von POPOVICS [Pop-73] entwickelte mathematische Funktion zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung

$$\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3})\right)_c = \left(\frac{\beta \cdot \eta_c}{\beta - 1 + \eta_c^\beta}\right) \cdot f_{c,u} \quad \text{Gl. (2-26)}$$

mit dem Materialfaktor

$$\beta = 1,0 + 0,4 \cdot \frac{f_{c,u}}{6,895} \quad \text{Gl. (2-27)}$$

und η_c entsprechend Gl. (2-24) stellt für $\beta = 2,0$ die Formulierung von DESAYI & KRISHNAN [Des-64] dar (Tabelle 2-2). CARREIRA & CHU [Car-85] bauen auf der Beschreibung von POPOVICS [Pop-73] auf und definieren den Materialfaktor β in Abhängigkeit von dem Plastizitätsfaktor k_c entsprechend Gl. (2-23) (Tabelle 2-2).

Zur Abbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton gemäß der in Tabelle 2-2 enthaltenen Ansätze sind Angaben zur einaxialen Druckfestigkeit, der Bruchstauchung sowie teilweise des Elastizitätsmoduls erforderlich. Gebräuchliche Ansätze zur Ermittlung der Bruchstauchung und des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit sind in Tabelle 2-3 zusammengefasst.

2 Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens

Tabelle 2-2: Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton

Quelle	$\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3})\right)_c / f_{c,u} [-]$	
[Sar-71]	$\frac{k_c \cdot \eta_c + (D - 1) \cdot \eta_c^2}{1 + (k_c - 2) \cdot \eta_c + D \cdot \eta_c^2}$	mit $D = 0,80 + 0,05 \cdot \frac{f_{c,u}}{6,895}$
[EC2]	$\frac{k_c \cdot \eta_c - \eta_c^2}{1 + (k_c - 2) \cdot \eta_c}$	[Sar-71] mit $D = 0$
[Sae-64]	$\frac{k_c \cdot \eta_c}{1 + (k_c - 2) \cdot \eta_c + \eta_c^2}$	[Sar-71] mit $D = 1,0$
[Pop-73]	$\frac{\beta \cdot \eta_c}{\beta - 1 + \eta_c^\beta}$	mit $\beta = 1,0 + 0,4 \cdot \frac{f_{c,u}}{6,895}$
[Car-85]	$\frac{\beta \cdot \eta_c}{\beta - 1 + \eta_c^\beta}$	[Pop-73] mit $\beta = \frac{1}{1 - k_c^{-1}}$
[Des-64]	$\frac{2 \cdot \eta_c}{1 + \eta_c^2}$	[Pop-73] mit $\beta = 2,0$ [Sar-71] mit $k_c = 2,0$ und $D = 1,0$

Tabelle 2-3: Ansätze zur Beschreibung der Materialkennwerte von Beton in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit

Quelle	$\varepsilon_{c,u} [\text{‰}]$	$E_c [\text{kN/mm}^2]$
[Car-85]	$(0,71 \cdot f_{c,u} - 168) \cdot 10^{-2}$	$9,5 \cdot (f_{c,u})^{0,3}$
[EC2]	$-0,7 \cdot (f_{c,u})^{0,31}$	$22 \cdot (f_{c,u} /10)^{0,3}$
[Pop-73]	$-2,7 \cdot \sqrt[4]{\frac{ f_{c,u} }{6,895 \cdot 10}}$	k. A.

In Bild 2-12 und Bild 2-13 sind die rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen eines normal- bzw. hochfesten Betons entsprechend der in Tabelle 2-2 zusammengefassten Ansätze enthalten. Für die vergleichende Darstellung werden die Materialkennwerte gemäß Tabelle 2-4 verwendet.

Tabelle 2-4: Materialkennwerte des normal- bzw. hochfesten Betons

Bezeichnung		B1	B2
BDF	[-]	NFB	HFB
$f_{c,u}$	[N/mm ²]	-30,0	-60,0
$\varepsilon_{c,l}$	[‰]	-1,0	-1,5
$\varepsilon_{V,0}$	[‰]	-1,9	-2,4
$\varepsilon_{c,u}$	[‰]	-2,0	-2,5
E_c	[kN/mm ²]	30,6	37,7
α	[-]	0,8	0,8
r	[mm]	1,25	1,25
$\nu_{c,0}$	[-]	0,15	0,15
$\nu_{c,u}$	[-]	0,30	0,40
C	[-]	2,0	3,0

Bis zum Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit unterscheiden sich die Ansätze nur unwesentlich in der Abbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung. Für den normalfesten Beton B1 ist nach Überschreiten der Bruchstauchung die Spannungs-Stauchungsbeziehung nach CARREIRA & CHU [Car-85], DESAYI & KRISHNAN [Des-64] sowie SAENZ [Sae-64] nahezu deckungsgleich (Bild 2-12). Für den Ansatz nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] ist die Beanspruchbarkeit des normalfesten Betons nach Überschreiten im Vergleich am geringsten.

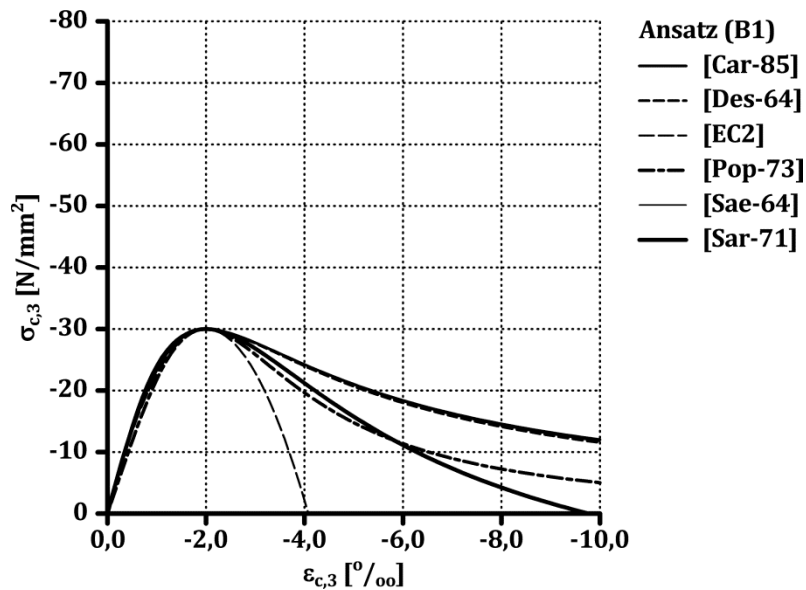


Bild 2-12: Rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen des normalfesten Betons gemäß der in Tabelle 2-2 zusammengefassten Ansätze

Die Ansätze nach DIN EN 1992-1-1 [EC2], SARGIN [Sar-71] sowie POPOVICS [Pop-73] spiegeln das typische Entfestigungsverhalten hochfester Betone wider (Bild 2-13). Die Ansätze nach CARREIRA & CHU [Car-85], DESAYI & KRISHNAN [Des-64] und SAENZ [Sae-64] bilden den abfallenden Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung des hochfesten Betons B2 mit geringerer Neigung ab.

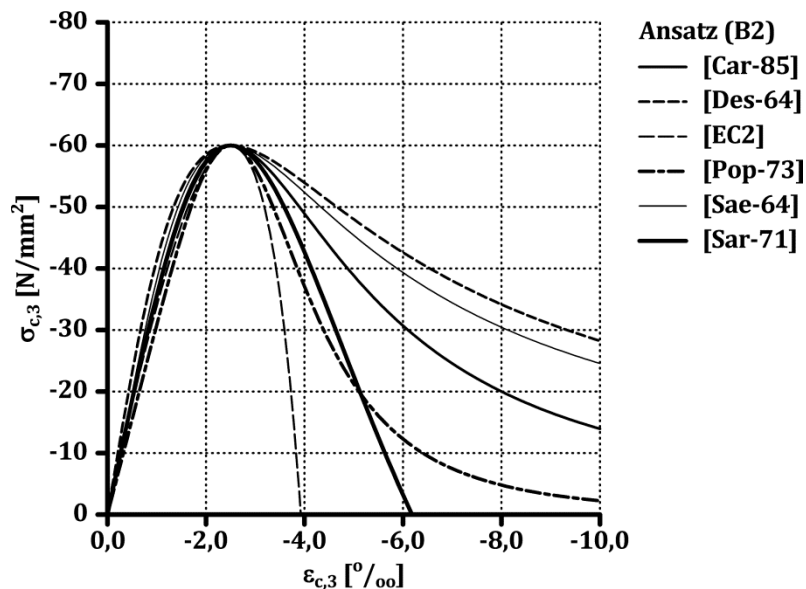


Bild 2-13: Rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen des hochfesten Betons gemäß der in Tabelle 2-2 zusammengefassten Ansätze

Das von MARKESET [Mar-93] entwickelte Compression-Damage-Zone (CDZ)-Modell beschreibt die Spannungs-Stauchungsbeziehung nach Überschreiten der Bruchstauchung aus den in Bild 2-14 dargestellten Anteilen.

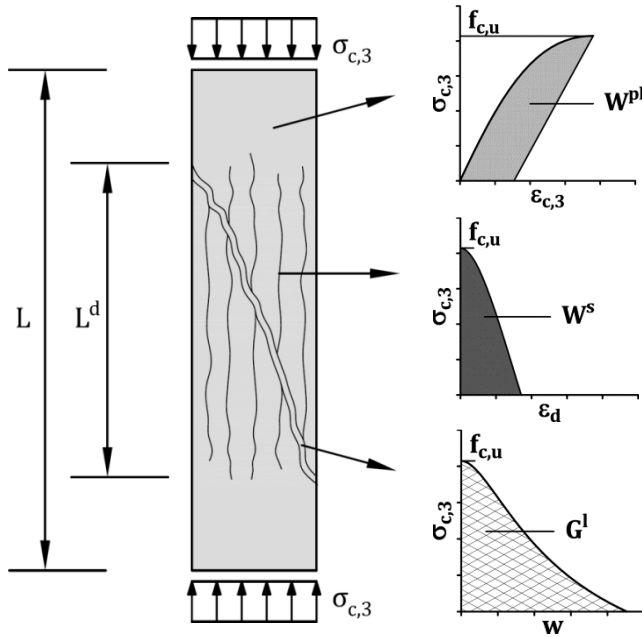


Bild 2-14: Versagensmechanismen sowie Energie- und Verformungsanteile gemäß dem CDZ-Modell [Mar-93]

Außerhalb der Bruchprozesszone mit der Länge L^d wird von einer linear-elastischen Entspannung nach Erreichen der Bruchstauchung ausgegangen. Innerhalb der Bruchprozesszone überlagert sich gemäß der Modellvorstellung das Versagen von Beton infolge der Längsrisse parallel zur Beanspruchungsrichtung sowie des Abgleitens der Betonkörperhälften entlang einer Schubfuge. Die beiden Versagensmechanismen führen zu Verformungen in Belastungsrichtung.

Im CDZ-Modell wird die Fläche unterhalb der Spannungs-Stauchungsbeziehung bis zum Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit additiv aus Energieanteilen infolge elastischen und plastischer Verformungen beschrieben zu (Bild 2-15)

$$\int_0^{\varepsilon_{c,u}} \left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_c d\varepsilon = W^{el} + W^{pl} \quad \text{Gl. (2-28)}$$

mit der elastischen Energie

$$W^{el} = 0,5 \cdot f_{c,u}^2 / E_c \quad \text{Gl. (2-29)}$$

und der plastischen Energie

$$W^{pl} = \alpha \cdot \varepsilon_{c,u}^{pl} \cdot f_{c,u} \quad \text{Gl. (2-30)}$$

mit α als Formfaktor für die Völligkeit der Spannungs-Stauchungsbeziehung.

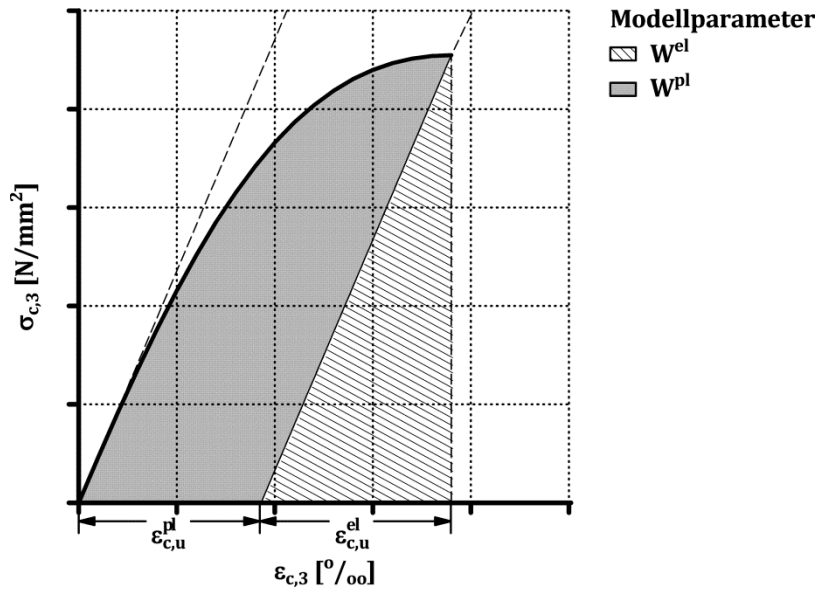


Bild 2-15: Energie- und Verformungsanteile im ansteigenden Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung gemäß dem CDZ-Modell [Mar-93]

Die Bruchstauchung unter einaxialer Druckbeanspruchung ergibt sich additiv aus elastischen und plastischen Anteilen zu

$$\varepsilon_{c,u} = \varepsilon_{c,u}^{el} + \varepsilon_{c,u}^{pl} . \quad \text{Gl. (2-31)}$$

Die Bruchenergie W^c , die der Fläche unterhalb der Spannungs-Stauchungsbeziehung nach Überschreiten der Bruchstauchung entspricht (Gl. (2-32)), setzt sich aus den Energieanteilen infolge Längsrisssbildung W^s bzw. Schubfugenausbildung G^l zusammen (Bild 2-16).

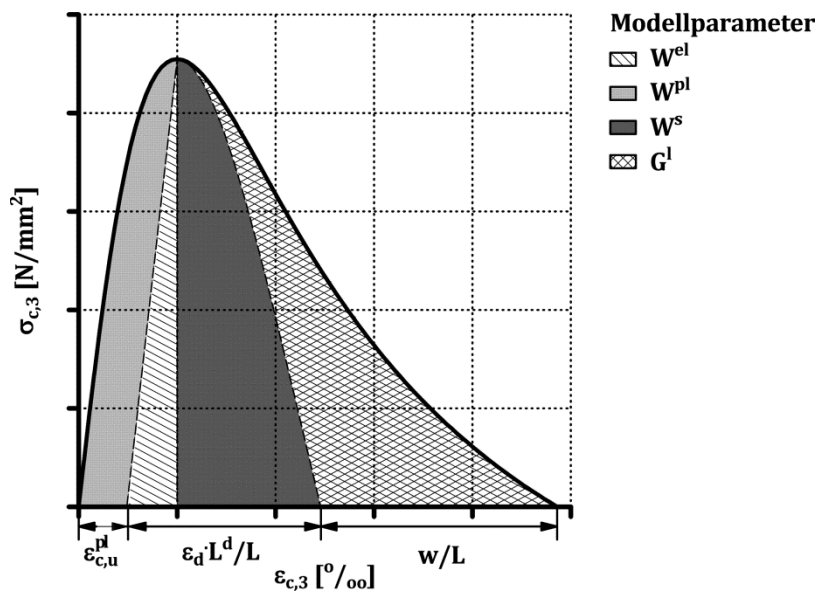


Bild 2-16: Energie- und Verformungsanteile gemäß dem CDZ-Modell [Mar-93]

$$\int_{\varepsilon_{c,u}}^{\varepsilon_{c,ud}} \left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_c d\varepsilon = W^c = W^s \cdot \frac{L^d}{L} + G^l \cdot \frac{1}{L} \quad \text{Gl. (2-32)}$$

Für den Energieanteil infolge Längsrissbildung wird angenommen, dass sich dieser proportional zur Bruchenergie unter zentrischer Zugbeanspruchung G_Z verhält und dass die Längsrisse bei Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit nur teilweise geöffnet sind, so dass $G_Z > 0$ gilt [Mar-93]. Unter Annahme, dass der plastische Energieanteil proportional zum Energieanteil infolge Längsrissbildung ist, wird definiert [Mar-93]

$$W^d = W^{pl} + W^s = (1 + k_p) \cdot W^{pl} = \frac{G_Z}{r} \quad \text{Gl. (2-33)}$$

mit

k_p Proportionalitätsfaktor, abhängig von der auftretenden inneren Querkzugbeanspruchung, der Zugfestigkeit von Beton und der Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung,

r Materialparameter, der sich proportional zum Längsrissabstand verhält.

Der Energieanteil infolge des Abgleitens der Betonkörperhälften entlang einer Schubfuge wird beschrieben zu [Mar-93]

$$G^l = \beta_c \cdot f_{c,u} \cdot w \quad \text{Gl. (2-34)}$$

mit

β_c Völligkeitsfaktor,

w vertikale Verschiebung infolge des Abgleitens entlang einer Schubfuge.

Die Stauchung, bei der die vollständige Entlastung des Betons vorliegt, setzt sich gemäß dem CDZ-Modell additiv aus der plastischen Bruchstauchung, der Verformung infolge Längsrissbildung sowie dem vertikalen Verformungsanteil infolge des Abgleitens der Betonkörperhälften entlang einer Schubfuge entsprechend Gl. (2-35) zusammen.

$$\varepsilon_{c,ud} = \varepsilon_{c,u}^{pl} + \varepsilon_d \cdot \frac{L^d}{L} + \frac{w}{L} \quad \text{Gl. (2-35)}$$

Aus der Kombination von Gl. (2-29), Gl. (2-30) und Gl. (2-33) kann das Verhältnis der plastischen und elastischen Energieanteile beschrieben werden zu

$$\frac{W^{pl}}{W^{el}} = \frac{2 \cdot \alpha \cdot \varepsilon_{c,u}^{pl}}{\varepsilon_{c,u}^{el}} = \frac{2}{r \cdot (1 + k_p)} \cdot \frac{G_Z \cdot E_c}{f_{c,u}^2}, \quad \text{Gl. (2-36)}$$

so dass sich der plastische Anteil der Bruchstauchung ergibt zu

$$\varepsilon_{c,u}^{pl} = \left(\frac{1}{\alpha \cdot (1 + k_p) \cdot r} \cdot \frac{G_Z \cdot E_c}{f_{c,u}^2} \right) \cdot \varepsilon_{c,u}^{el} = \left(\frac{1}{\alpha \cdot (1 + k_p) \cdot r} \cdot \frac{G_Z}{f_{c,u}} \right) \quad \text{Gl. (2-37)}$$

und die Bruchstauchung zu

$$\varepsilon_{c,u} = \varepsilon_{c,u}^{el} + \gamma \cdot \frac{G_Z}{f_{c,u}} \quad \text{Gl. (2-38)}$$

mit

$$\gamma = \frac{1}{\alpha \cdot (1 + k_p) \cdot r} \quad \text{Gl. (2-39)}$$

In [Mar-93], [Mey-98] und [Sin-02] wird der Parameter γ entsprechend Gl. (2-39) definiert zu

$$\gamma = 0,25/\text{mm} \quad \text{Gl. (2-40)}$$

Der abfallende Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung wird aufgrund der komplexen Zusammenhänge in [Mar-93] linearisiert, so dass näherungsweise

$$W^s = 0,5 \cdot f_{c,u} \cdot \varepsilon_d \quad \text{Gl. (2-41)}$$

gilt. Aus der Kombination von Gl. (2-33) und Gl. (2-41) kann die Stauchung infolge Längsrissbildung bestimmt werden zu

$$\varepsilon_d = \frac{2 \cdot k_p}{(1 + k_p) \cdot r} \cdot \frac{G_Z}{f_{c,u}} \quad \text{Gl. (2-42)}$$

und die Stauchung bei vollständiger Entlastung zu

$$\varepsilon_{c,ud} = \gamma \cdot \frac{G_Z}{f_{c,u}} + 2 \cdot \gamma \cdot \alpha \cdot k_p \cdot \frac{G_Z}{f_{c,u}} \cdot \frac{L^d}{L} + \frac{w}{L} \quad \text{Gl. (2-43)}$$

REMMELE [Rem-94] leitet aus Zugversuchen an Kiesbetonen mit einem Größtkorn von 16 mm und einer einaxialen Druckfestigkeit zwischen $f_{c,u} = -25$ und -130 N/mm^2 eine Funktion zur Beschreibung der Bruchenergie in Form von

$$G_Z = 65 \cdot \ln \left(1 + \frac{|f_{c,u}|}{10} \right) \quad \text{Gl. (2-44)}$$

ab.

SINT [Sin-02] bestimmt den Proportionalitätsfaktor k_p in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit zu

$$k_p = 3,3 + \frac{f_{c,u}}{100} \quad \text{Gl. (2-45)}$$

und den Verschiebungsanteils infolge Abgleiten entlang einer Schubfuge zu

$$w = \frac{24 + f_{c,u}/10}{35} \quad \text{Gl. (2-46)}$$

In Bild 2-17 sind rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen gemäß dem CDZ-Modell für den normal- bzw. hochfesten Beton entsprechend Tabelle 2-4 unter

Variation des Verhältnisses der Bruchprozesszonenzlänge L^d und der Körperlänge L dargestellt. Der ansteigende Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehungen wird mit dem Ansatz nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] beschrieben (Tabelle 2-2). Des Weiteren werden die Vereinfachungen entsprechend Gl. (2-40), Gl. (2-44) bis Gl. (2-46) angenommen.

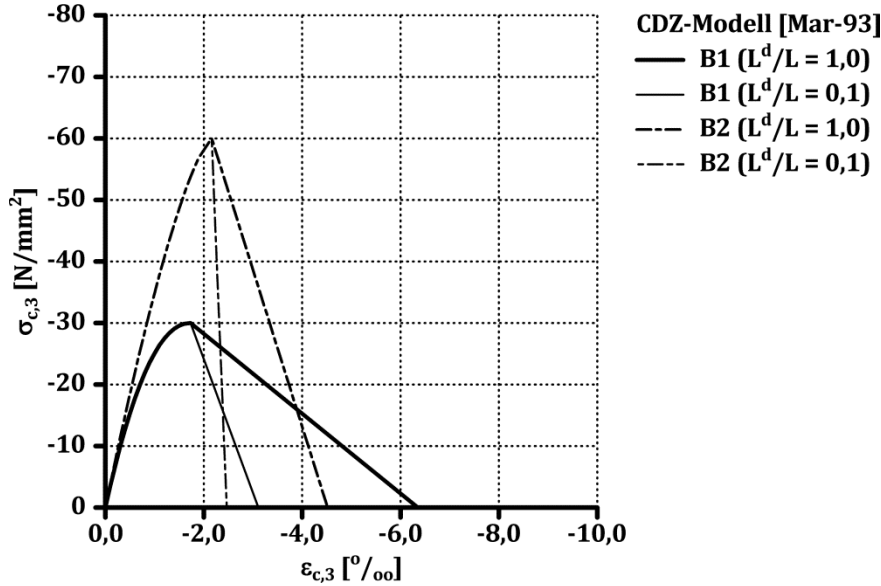


Bild 2-17: Rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen des normal- bzw. hochfesten Betons unter Variation der Körperschlankheit gemäß dem CDZ-Modell [Mar-93]

Durch das CDZ-Modell wird mit zunehmender Betondruckfestigkeit eine stärkere Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung abgebildet. Bei Reduktion des Verhältnisses der Bruchprozesszonenzlänge zu der Körperlänge, was bei Annahme einer konstanten Längenausdehnung der Bruchprozesszone einer Erhöhung der Körperschlankheit entspricht, ergibt sich rechnerisch eine geringere Beanspruchbarkeit des Betonkörpers nach Überschreiten der Bruchstauchung.

Ansatz zur Beschreibung des Querverformungsverhaltens von Beton

Zur Beschreibung der Volumenänderung in Abhängigkeit von der Betonstauchung wird von PANTAZOPOULOU & MILLES [Pan-95] eine zweiteilige Funktion in Form von

$$\varepsilon_V(\varepsilon_{c,3}) = (1 - 2 \cdot \nu_{c,0}) \cdot \varepsilon_{c,3} \quad \text{für } \frac{\varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{c,l}} \leq 1,0 \quad \text{Gl. (2-47)}$$

und

$$\varepsilon_V(\varepsilon_{c,3}) = (1 - 2 \cdot \nu_{c,0}) \cdot \varepsilon_{c,V0} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{c,V0}} - \left(\frac{\varepsilon_{c,3} - \varepsilon_{c,l}}{\varepsilon_{c,V0} - \varepsilon_{c,l}} \right)^c \right) \quad \text{für } \frac{\varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{c,l}} > 1,0 \quad \text{Gl. (2-48)}$$

mit

$\nu_{c,0}$ elastische Querdehnzahl,

2 Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens

$\varepsilon_{c,v0}$	Betonstauchung bei Volumenkonstanz ($\varepsilon_V(\varepsilon_{c,3}) = 0$),
$\varepsilon_{c,l}$	Betonstauchung bei Beginn der nichtlinearer Volumenänderung,
C	Exponent (für NFB: $C \approx 2,0$; für HFB: $C \approx 3,0$),

vorgeschlagen. Unter Kombination von Gl. (2-20) und Gl. (2-21) kann aus dem Ansatz nach PANTAZOPOULOU & MILLES [Pan-95] der Zusammenhang zwischen dem Querverformungskoeffizienten und der Betonstauchung bestimmt werden zu

$$\nu_c(\varepsilon_{c,3}) = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_V(\varepsilon_{c,3})}{\varepsilon_{c,3}} \right). \quad \text{Gl. (2-49)}$$

In Bild 2-18 ist der rechnerisch ermittelte Verlauf des Querverformungskoeffizienten in Abhängigkeit von Betonstauchung für den normal- und hochfesten Beton entsprechend Tabelle 2-4 dargestellt.

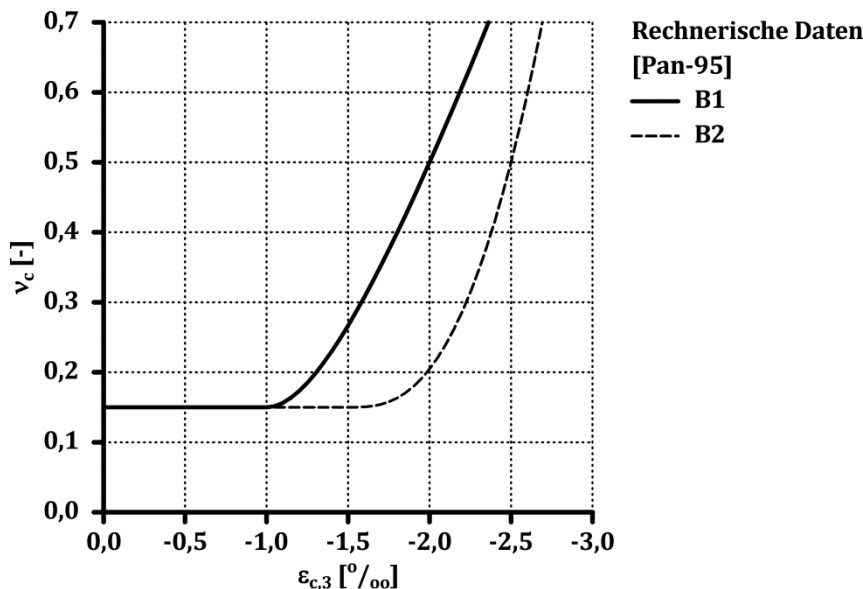


Bild 2-18: Rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen dem Querverformungskoeffizient und der Betonstauchung des normal- bzw. hochfesten Betons gemäß dem Ansatz nach PANTAZOPOULOU & MILLES [Pan-95]

Der rechnerisch ermittelte Querverformungskoeffizient ist für den normal- bzw. hochfesten Beton bis zu einer Betonstauchung von etwa $\varepsilon_{c,3} = -1,0$ bzw. $-1,5$ ‰ konstant und entspricht der elastischen Querdehnzahl $\nu_{c,0}$. Mit zunehmender Stauchung wird der Verlauf des Querverformungskoeffizienten nichtlinear und geht vor Erreichen der Bruchstauchung in eine nahezu lineare Entwicklung über.

2.3.2 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

Durch die Zugabe von Stahlfasern werden die in der Betonmatrix infolge der inneren Querkzugspannungen entstehenden Makrolängsrisse überbrückt. Die einzelnen lastabtragenden Betonlamellen werden stabilisiert und das Abgleiten der Betonlamellen wird

behindert [Küt-99]. Diese Mechanismen spiegeln sich gegenüber dem Beton ohne Stahlfasern, im Weiteren als Nullbeton bezeichnet, in einer veränderten Spannungs-Stauchungsbeziehung wider (Bild 2-19):

- Die einaxiale Druckfestigkeit ist geringfügig erhöht,
- die Bruchstauchung ist höher, d. h. die Plastizität bzw. die Verformungsfähigkeit ist größer und
- der abfallende Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung verläuft flacher, d. h. die Beanspruchbarkeit nach Überschreiten der Bruchstauchung nimmt zu.

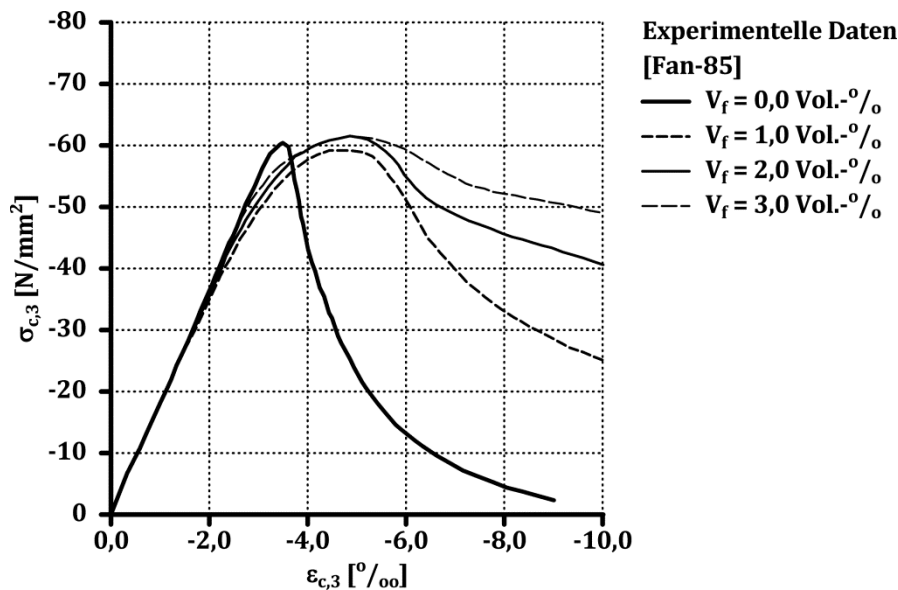


Bild 2-19: Einfluss der Stahlfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton in Abhängigkeit vom Stahlfaservolumen V_f [Fan-85]

Zum Einfluss der Stahlfasern auf das Querverformungsverhalten von Beton liegen in der Literatur nur wenige Angaben vor. Im Wesentlichen wird dargestellt, dass sich bei Einsatz von Stahlfasern das Spannungsniveau, auf dem die kritische Spannung der Volumenänderung erreicht wird, reduziert [Man-84], [Cur-02].

Die Wirkungsweise der Stahlfasern auf das Verhalten von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung ist von der Stahlfaseranzahl und deren Orientierung in der Betonmatrix [Lin-96] sowie den Stahlfasereigenschaften, wie der Festigkeit und der Verankerungsart, abhängig [Küt-99].

Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton

Die in Tabelle 2-5 zusammengefassten Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton basieren auf der Formulierung von POPOVICS [Pop-73] (Gl. (2-26)). Der Einfluss der Stahlfasern wird über eine Modifikation des Materialfaktors β gemäß Gl. (2-27) in Abhängigkeit von dem zugegebenen Stahlfaservolumen bzw. dem sogenannten REINFORCING INDEX [Fan-85]

2 Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens

$$RI_W = W_f \cdot l_f / d_f \quad \text{Gl. (2-50)}$$

bzw.

$$RI_V = V_f \cdot l_f / d_f \quad \text{Gl. (2-51)}$$

mit

W_f Stahlfasergewichtsanteil,

V_f Stahlfaservolumen,

l_f / d_f Stahlfaserschlankheit,

berücksichtigt. Die Ansätze besitzen jeweils nur Gültigkeit für die in Tabelle 2-5 angegebene Verankerungsart der Stahlfasern (VA). Tabelle 2-6 enthält die zugehörigen Ansätze zur Beschreibung der Materialkennwerte von Stahlfaserbeton.

Tabelle 2-5: Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton

Quelle	$\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3})\right)_c / f_{c,u}^f [-]$	VA [-]
[Pop-73]	$\frac{\beta^f \cdot \eta_c}{\beta^f - 1 + \eta_c^{\beta^f}}$	
[Alv-10]	mit $\beta^f = -(0,0536 - 0,5754 \cdot V_f) \cdot f_{c,u}$	gekröpft
[Eze-92]	mit $\beta^f = \beta + 0,7132 \cdot RI_W^{-0,926}$	gekröpft
[Eze-92]	mit $\beta^f = \beta + 7,4818 \cdot RI_W^{-1,387}$	gerade
[Nat-99]	mit $\beta^f = 0,5811 + 1,93 \cdot RI_W^{-0,7406}$	gewellt
[Ou-12]	mit $\beta^f = 0,71 \cdot (RI_V)^2 - 2,00 \cdot RI_V + 3,05$	gekröpft

Tabelle 2-6: Ansätze zur Beschreibung der Materialkennwerte von Stahlfaserbeton

Quelle	$f_{c,u}^f$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}^f$ [‰]	E_c^f [kN/mm ²]
[Alv-10]	k. A.	$-(0,5 + 18,9 \cdot V_f) \cdot \ln f_{c,u} $	k. A.
[Eze-92]	$f_{c,u} - 3,51 \cdot RI_W$	$\varepsilon_{c,u} - 0,45 \cdot RI_W$	$E_c + 3,11 \cdot RI_W$
[Nat-99]	$f_{c,u} - 2,16 \cdot RI_W$	$\varepsilon_{c,u} - 0,60 \cdot RI_W$	k. A.
[Ou-12]	$f_{c,u} - 2,35 \cdot RI_V$	$\varepsilon_{c,u} - 0,70 \cdot RI_V$	k. A.

Weitere Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton sind z. B. in [Ben-08] zusammengefasst, die einen vergleichbaren Modellcharakter wie die in der vorliegenden Arbeit dargestellten Ansätze aufweisen.

In Bild 2-20 sind exemplarisch für den hochfesten Beton B2 entsprechend Tabelle 2-4 die rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen für gekröpfte Stahlfasern gemäß der Ansätze nach ALVARO ET AL. [Alv-10], EZELDIN & BALAGURU [Eze-92] sowie OU ET AL. [Ou-12] vergleichend dargestellt.

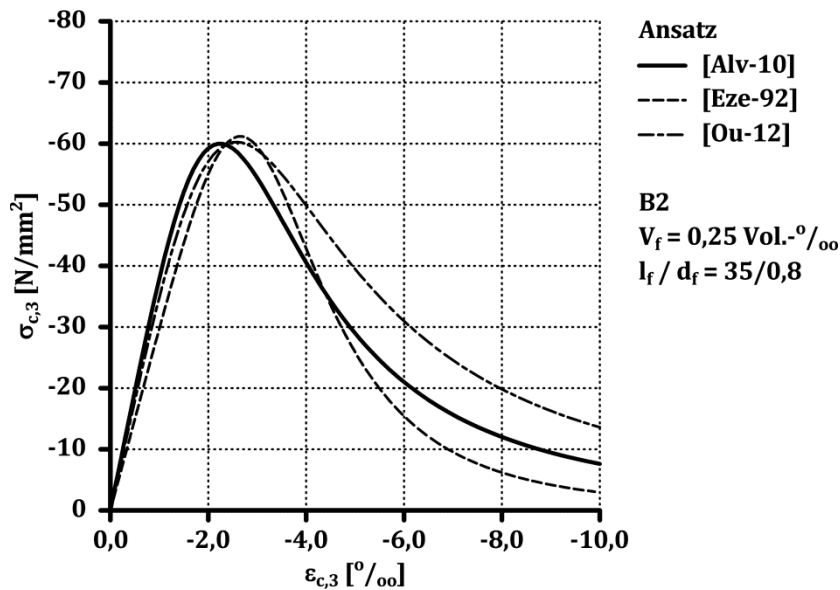


Bild 2-20: Rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Stahlfaserbeton gemäß der Ansätze nach ALVARO ET AL. [Alv-10], EZELDIN & BALAGURU [Eze-92] sowie OU ET AL. [Ou-12]

Bis zum Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit unterscheiden sich die Spannungs-Stauchungsbeziehungen nur unwesentlich. Im abfallenden Ast der rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen ergibt sich exemplarisch bei einer Stauchung von $\epsilon_{c,3} = -5,0 \text{ ‰}$ im Vergleich der Ansätze nach EZELDIN & BALAGURU [Eze-92] und OU ET AL. [Ou-12] ein Unterschied in der Beanspruchbarkeit des Stahlfaserbetons von etwa 15 N/mm^2 .

Von u. a. KÜTZING [Küt-99] und SCHUHMACHER [Sch-06] werden Erweiterungen des CDZ-Modells [Mar-93] um die Stahlfasertragwirkung formuliert. In beiden Arbeiten wird der Einfluss der Stahlfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton über eine Anpassung des Proportionalitätsfaktors gemäß Gl. (2-45) in Abhängigkeit von dem Stahlfaservolumen bzw. dem REINFORCING INDEX entsprechend Gl. (2-50) bzw. Gl. (2-51) berücksichtigt. Die Beschreibung der Bruchenergie unter zentrischer Zugbeanspruchung G_Z wird von Nullbeton z. B. entsprechend Gl. (2-44) übernommen. Auf eine Darstellung der in [Küt-99] bzw. [Sch-06] enthaltenen Ansätze wird in der vorliegenden Arbeit verzichtet.

Von EMPELMANN ET AL. [Emp-10] wird ein multi-linearer Ansatz zur Beschreibung des Einflusses der Stahlfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung ultra-hochfester Betone in Abhängigkeit von der experimentell ermittelten Biegezugfestigkeit gemäß der RICHTLINIE STAHLFASERBETON [DAf-10] vorgestellt. Die genannten Einflussfaktoren, die das Verhalten von Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung bestimmen, spiegeln sich in den Ergebnissen der standardisierten Biegezugprüfung gemäß der RICHTLINIE STAHLFASERBETON [DAf-10] wider [Emp-10].

2.3.3 Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

Druckspannungen, die zusätzlich auf einen Betonkörper quer zur Hauptbeanspruchungsrichtung aufgebracht werden, wirken den versagensauslösenden inneren Querspannungen entgegen (Bild 2-21).

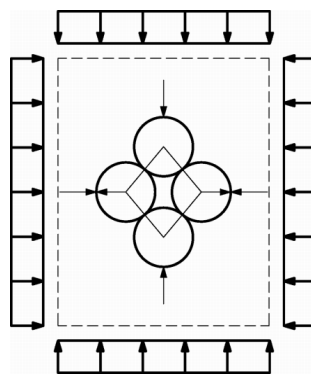


Bild 2-21: Einfluss einer Querdruckbeanspruchung auf die Spannungsverteilung in der Betonmatrix

Der Beton weist eine höhere Beanspruchbarkeit und Verformungsfähigkeit als unter einaxialer Druckbeanspruchung auf. Die Längsrissbildungsprozesse und somit das Versagen werden auf ein höheres Spannungsniveau verlagert [Rog-03]. Unter geringer mehraxialer Druckbeanspruchung erfolgt das Versagen von Beton ähnlich wie unter einaxialer Druckbeanspruchung unter Bildung ausgeprägter Makrorisse [Rog-03]. Mit zunehmender mehraxialer Druckbeanspruchung wird die Entstehung der Makrorisse durch die stützende Querdruckbeanspruchung behindert [Cur-02]. Die Bruchfläche weist zahlreiche, verteilte Mikrorisse auf.

Das Verhalten von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung wird im Allgemeinen in sogenannten Triaxialzellen ermittelt. Die in Kapitel 3.2 genannten versuchstechnischen Einflüsse auf das experimentell ermittelte Verhalten von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung können auf die experimentellen Ergebnisse unter mehraxialer Druckbeanspruchung übertragen werden [CEB-99]. Durch die komplexe Belastungssteuerung und die aufwendigere Probenvorbereitung, z. B. die erforderliche Planparallelität aller Versuchskörperflächen, kommen weitere Einflussparameter hinzu [Lin-78].

Das Versagen von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung ist durch das Erreichen eines Grenzspannungszustandes definiert und wird mit einem sogenannten Bruchkriterium beschrieben. Die graphische Darstellung des Bruchkriteriums im Hauptspannungsraum liefert eine Versagensfläche, die die ertragbaren Hauptspannungskombinationen umhüllt (Bild 2-22).

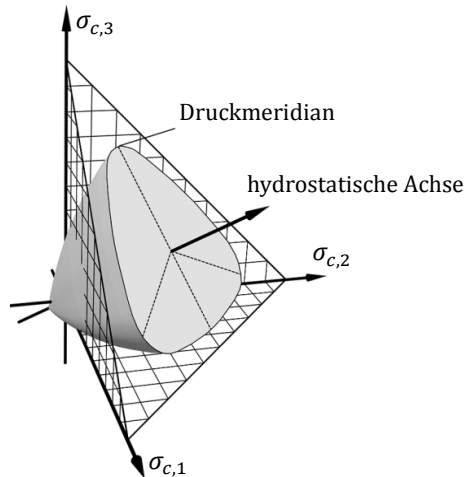


Bild 2-22: Versagensfläche von Beton im Hauptspannungsraum

Zur Abbildung des Traganteils des von Querbewehrung umschlossenen Betons ist eine Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter der Hauptspannungskombination

$$|\sigma_{c,1}| = |\sigma_{c,2}| = |\sigma_{c,lat}| < |\sigma_{c,3}| \quad \text{Gl. (2-52)}$$

erforderlich. Die Bruchkurve unter dem Druckspannungszustand entspricht dem Schnitt der Versagensfläche mit der $\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ -Achse (Rendulic-Ebene) und wird als Druckmeridian bezeichnet (Bild 2-22). Die Materialkennwerte von Beton unter der Querdrukbeanspruchung $\sigma_{c,lat}$ werden in der vorliegenden Arbeit als mehraxiale Druckfestigkeit $f_{cc,u}$ und mehraxiale Bruchstauchung $\varepsilon_{cc,u}$ gekennzeichnet.

Ansätze zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton

Die im Folgenden aufgeführten Ansätze zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton entsprechend denen, die in der Literatur zur Abbildung des Traganteils des von Querbewehrung umschlossenen Betons primär zur Anwendung kommen. Eine Zusammenstellung weiterer Ansätze zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton kann z. B. [ACI-06] entnommen werden.

Die für geologische Materialien entwickelte Beschreibung des Grenzspannungszustandes nach MOHR & COULOMB [Moh-82] ergibt sich zu

$$\tau_0 = \sigma_0 \cdot \tan \varphi + c \quad \text{Gl. (2-53)}$$

mit

2 Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens

- τ_0 deviatorische Spannung ($\tau_0 = 1/3 \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$),
 σ_0 hydrostatische Spannung ($\sigma_0 = 1/3 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$),
 φ innerer Reibungswinkel,
 c Kohäsion,

und kann zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton überführt werden in

$$f_{cc,u} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} + \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot \sigma_{c,lat} \quad \text{Gl. (2-54)}$$

mit

$$\frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = f_{c,u} \quad \text{Gl. (2-55)}$$

und

$$\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = k_1. \quad \text{Gl. (2-56)}$$

In normierter Schreibweise ergibt sich der Ansatz nach MOHR & COULOMB [Moh-82] zur Bestimmung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton zu

$$f_{cc,u}^N = 1,0 + k_1 \cdot \sigma_{c,lat}^N \quad \text{Gl. (2-57)}$$

mit der normierten mehraxialen Druckfestigkeit

$$f_{cc,u}^N = \frac{f_{cc,u}}{f_{c,u}} \quad \text{Gl. (2-58)}$$

sowie der normierten Querdruckbeanspruchung

$$\sigma_{c,lat}^N = \frac{\sigma_{c,lat}}{f_{c,u}}. \quad \text{Gl. (2-59)}$$

In [Ric-28] bzw. [Mar-80] wird der Proportionalitätsfaktor k_1 von Beton, der die Steigung des Druckmeridians in der Rendulic-Ebene beschreibt, zu $k_1 = 4,1$ bzw. zu $k_1 = 4,0$ bestimmt, was einem inneren Reibungswinkel von etwa $\varphi = 37,5^\circ$ in Gl. (2-56) entspricht.

Der Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-88a] basiert auf dem 5-Parameter-Versagensmodell von WILLAM & WARNKE [Wil-74], welches den Druckmeridian mit

$$\frac{\tau_0}{f_{c,u}} = b_0 + b_1 \cdot \left(\frac{\sigma_0}{f_{c,u}} \right) + b_2 \cdot \left(\frac{\sigma_0}{f_{c,u}} \right)^2 \quad \text{Gl. (2-60)}$$

beschreibt und zur Abbildung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton in

$$f_{cc,u}^N = \left(\frac{3 \cdot (b_1 + \sqrt{2})}{2 \cdot b_2} + \sqrt{\left(\frac{3 \cdot (b_1 + \sqrt{2})}{2 \cdot b_2} \right)^2 - \frac{9 \cdot b_0}{b_2} - \frac{9 \cdot \sqrt{2}}{b_2} \cdot \sigma_{c,lat}^N - 2 \cdot \sigma_{c,lat}^N} \right) \quad \text{Gl. (2-61)}$$

überführt werden kann. Die Parameter b_0 , b_1 und b_2 in Gl. (2-61) sind durch experimentelle Untersuchungen zu bestimmen [Man-88a] (Tabelle 2-7).

Die Ansätze nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95] sowie RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] (Tabelle 2-7) sind in ihrer mathematischen Form angelehnt an die allgemeine Formulierung des Druckmeridians nach KOTSOVOS & NEWMAN [Kot-78], die den parabolisch beschriebenen Druckmeridian von WILLAM & WARNKE [Wil-74] gemäß Gl. (2-60) durch eine Exponentialfunktion

$$\frac{\tau_0}{f_{c,u}} = b_0 \cdot \left(b_1 - \frac{\sigma_0}{f_{c,u}} \right)^{b_2} \quad \text{Gl. (2-62)}$$

ersetzt. Der in Regelwerken, wie z. B. DIN EN 1992-1-1 [EC2] (Tabelle 2-7), enthaltene Ansatz zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton stellt eine bilineare Approximation der ursprünglichen Formulierung von OTTOSEN [Ott-77] dar [CEB-99].

Tabelle 2-7: Ansätze zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton

Quelle	$f_{cc,u}^N$ [-]		
[Cus-95]	$1,0 + 2,1 \cdot (\sigma_{c,lat}^N)^{0,7}$		
[EC2]	$1,0 + 5,0 \cdot \sigma_{c,lat}^N$	für	$\sigma_{c,lat}^N \leq 0,05$
	$1,125 + 2,5 \cdot \sigma_{c,lat}^N$	für	$\sigma_{c,lat}^N > 0,05$
[Man-88a]	$-1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + 7,94 \cdot \sigma_{c,lat}^N} - 2 \cdot \sigma_{c,lat}^N$		
[Moh-82]	$1,0 + k_1 \cdot \sigma_{c,lat}^N$	mit	$k_1 = 4,1$ [Ric-28]; $k_1 = 4,0$ [Mar-80]
[Raz-99]	$1,0 + \frac{6,7}{ f_{c,u} } \cdot (\sigma_{c,lat})^{0,83}$		

In Bild 2-23 und Bild 2-24 ist der Zusammenhang zwischen der rechnerisch ermittelten normierten mehraxialen Druckfestigkeit und der normierten Querdrukbeanspruchung entsprechend der in Tabelle 2-7 zusammengefassten Ansätze dargestellt.

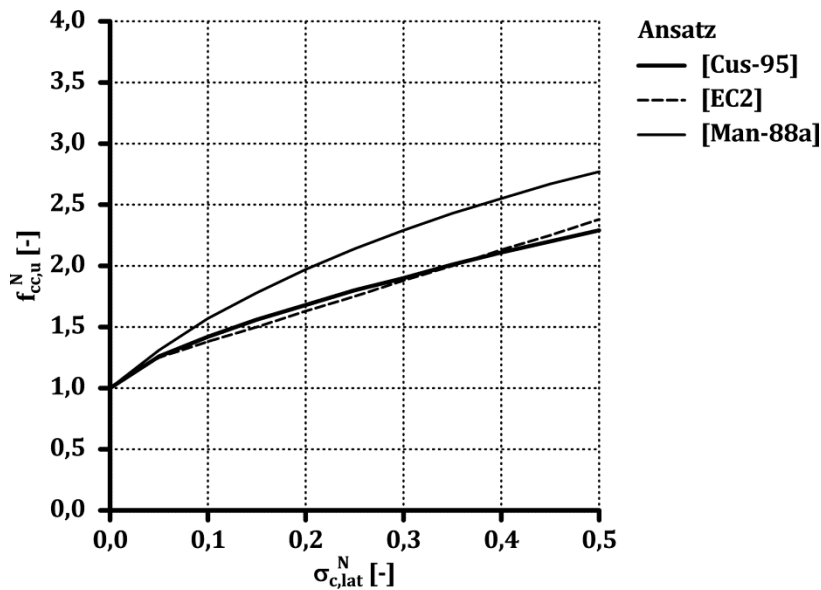


Bild 2-23: Normierte rechnerisch ermittelte mehraxiale Druckfestigkeit von Beton gemäß der Ansätze nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95], DIN EN 1992-1-1 [EC2] sowie MANDER ET AL. [Man-88a]

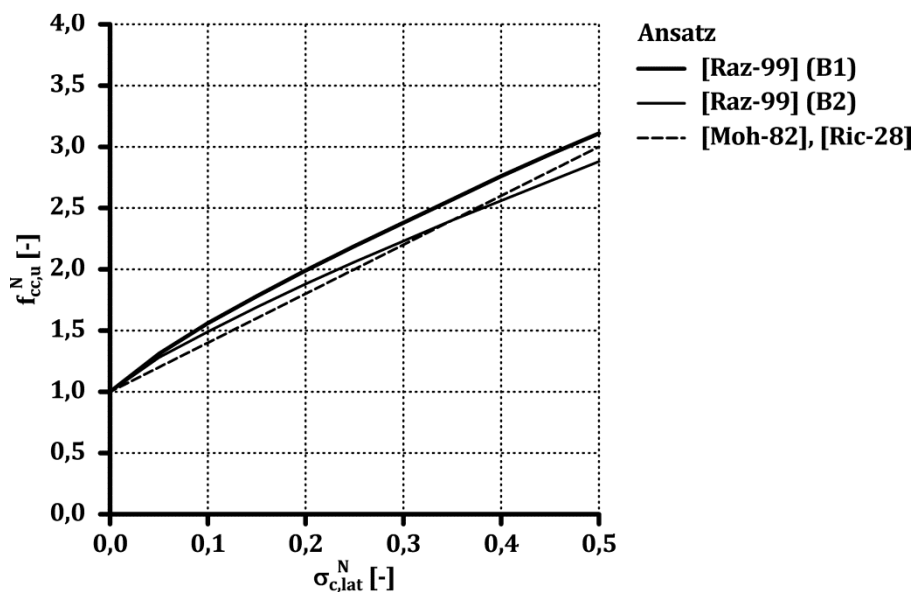


Bild 2-24: Normierte rechnerisch ermittelte mehraxiale Druckfestigkeit von Beton gemäß dem Ansatz nach RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] unter Variation der Betondruckfestigkeit sowie MOHR & COULOMB [Moh-82] mit dem Proportionalitätsfaktor nach RICHART ET AL. [Ric-28]

Der Ansatz nach RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] weist eine Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit in Form der einaxialen Druckfestigkeit auf (Tabelle 2-7). In Bild 2-24 ist die mehraxiale Druckfestigkeit für den normal- und hochfesten Beton entsprechend Tabelle 2-4 dargestellt. Die mehraxiale Druckfestigkeit des hochfesten Betons B2 nimmt gegenüber dem normalfesten Beton B1 bei gleicher normierter Querdruckbeanspruchung ab.

Im Vergleich beschreiben die Ansätze nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] sowie CUSSON & PAULTRE [Cus-95] die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton mit der geringsten Zunahme bei steigender Querdrukbeanspruchung.

Die eigene Literaturrecherche im Forschungsbereich der mit faserbewehrten Kunststoffen (FRP) voll- bzw. teilummantelter normalkraftbeanspruchter Bauteile sowie im Themenfeld der Verbundstützen mit außenliegendem Stahlrohr zeigt, dass zur Beschreibung des Einflusses der FRP-Umwicklung bzw. der Stahlummantelung auf den Traganteil des Betons vergleichbare wie die in der vorliegenden Arbeit dargestellten Ansätze verwendet werden (z. B. [Li-03], [Sae-07], [Fat-12]).

Ansätze zur Beschreibung der mehraxialen Bruchstauchung von Beton

Gebräuchliche Ansätze zur Beschreibung der normierten mehraxialen Bruchstauchung von Beton

$$\varepsilon_{cc,u}^N = \frac{\varepsilon_{cc,u}}{\varepsilon_{c,u}} \quad \text{Gl. (2-63)}$$

sind in Tabelle 2-8 zusammengefasst.

Tabelle 2-8: Ansätze zur Beschreibung der mehraxialen Bruchstauchung von Beton

Quelle	$\varepsilon_{cc,u}^N [-]$
[Cus-95]	$1,0 + \frac{2,1}{ \varepsilon_{c,u} } \cdot (\sigma_{c,lat}^N)^{1,7}$
[EC2]	$(f_{cc,u}^N)^2$
[Man-88a]	$1,0 + 5,0 \cdot (f_{cc,u}^N - 1)$
[Raz-99]	$1,0 + 5,0 \cdot \frac{40}{ f_{c,u} } \cdot 6,7 \cdot \frac{(\sigma_{c,lat})^{0,83}}{ f_{c,u} }$

Die Ansätze nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95] sowie RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] beschreiben die mehraxiale Bruchstauchung in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit in Form der Bruchstauchung unter einaxialer Druckbeanspruchung bzw. der einaxialen Druckfestigkeit (Tabelle 2-8). Für die Ansätze nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] sowie MANDER ET AL. [Man-88a] ergibt sich die mehraxiale Bruchstauchung unabhängig von der Betondruckfestigkeit.

Die mehraxiale Bruchstauchung des hochfesten Betons B2 entsprechend Tabelle 2-4 nimmt gegenüber dem normalfesten Beton B1 bei gleicher normierter Querdrukbeanspruchung gemäß dem Ansatz nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95] geringfügiger ab im

2 Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens

Vergleich zu dem Ansatz nach RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] (Bild 2-25, Bild 2-26). Für den Ansatz nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] ergibt sich rechnerisch die geringste Zunahme der Bruchstauchung von Beton infolge der Querdruckbeanspruchung.

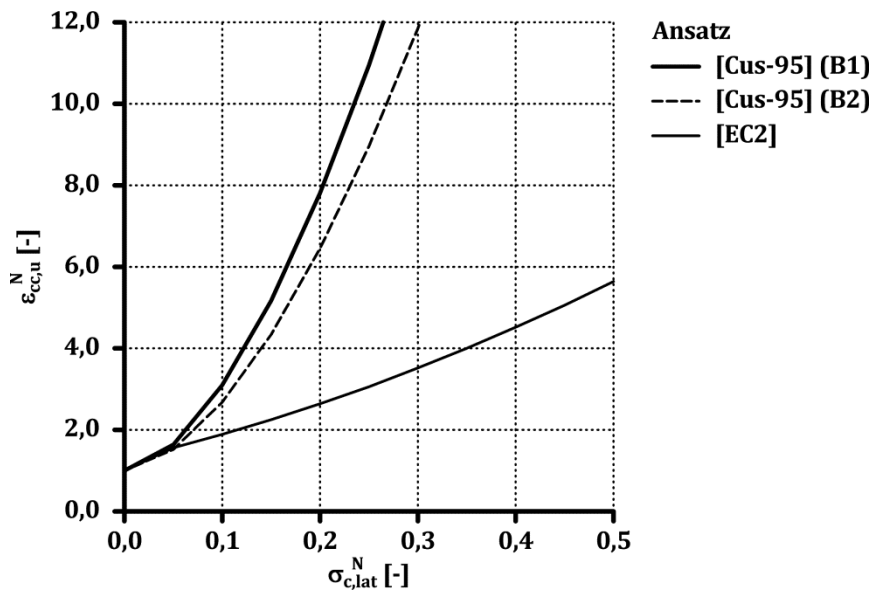


Bild 2-25: Normierte rechnerisch ermittelte mehraxiale Bruchstauchung von Beton gemäß der Ansätze nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] sowie CUSSEON & PAULTRE [Cus-95] unter Variation der Betondruckfestigkeit

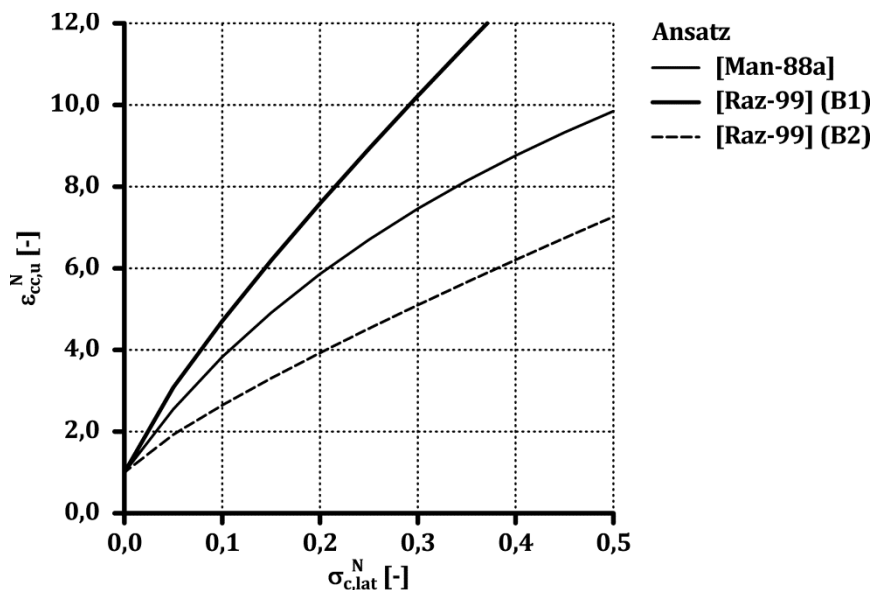


Bild 2-26: Normierte rechnerisch ermittelte mehraxiale Bruchstauchung von Beton gemäß der Ansätze nach MANDER ET AL. [Man-88a] sowie RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] unter Variation der Betondruckfestigkeit

Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

Zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung werden bis zum Erreichen der mehraxialen Druckfestigkeit dieselben Ansätze wie unter einaxialer Druckbeanspruchung entsprechend z. B. Tabelle 2-2 verwendet [Bje-90], [Car-85], [Saa-92]. Die Materialkennwerte unter einaxialer Druckbeanspruchung werden durch die Materialkennwerte unter mehraxialer Druckbeanspruchung ersetzt (z. B. Tabelle 2-7, Tabelle 2-8). Der abfallende Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung wird im Allgemeinen nach Erreichen einer Betonstauchung von etwa 85 % der mehraxialen Bruchstauchung über eine lineare Funktion approximiert [Mar-84], [Saa-92].

2.3.4 Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

Der Einfluss der Stahlfasern wirkt sich auf das Verhalten von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung auf einem Druckspannungsniveau aus, welches charakteristisch für die Makrorissbildung ist. Aus den von Nullbeton bekannten Versagensmodi unter mehraxialer Druckbeanspruchung kann abgeleitet werden, dass bei einer geringen Querdrukbeanspruchung der Einfluss der Stahlfasern sich ähnlich wie unter einaxialer Druckbeanspruchung in einer gegenüber Nullbeton geringfügig erhöhten mehraxialen Druckfestigkeit und mehraxialen Bruchstauchung widerspiegelt. Bei höherer Querdrukbeanspruchung sollten die Stahlfasern keine signifikante Auswirkung auf das Verhalten von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung ausüben [Cur-02].

Ansätze zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton

Ansätze zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton werden von BABANAJAD ET AL. [Bab-12], LU [Lu-05] sowie PANTAZOPOULOU & ZANGANEH [Pan-01] in Anlehnung an den Ansatz von MOHR & COULOMB [Moh-82] entsprechend Gl. (2-57) formuliert und sind in Tabelle 2-9 zusammengefasst.

Tabelle 2-9: Ansätze zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton

Quelle	$f_{cc,u}^{f,N}$ [-]
[Moh-82]	$1,0 + k_1^f \cdot \sigma_{c,lat}^N$
[Bab-12]	mit $k_1^f = 4,2$
[Lu-05]	mit $k_1^f = 3,95$
[Pan-01]	mit $k_1^f = 3,5$

2 Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens

Die Proportionalitätsfaktoren zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton unter Verwendung des Ansatzes nach MOHR & COULOMB [Moh-82] zeigen im Vergleich zu Nullbeton mit $k_1 = 4,1$ nach RICHART ET AL. [Ric-28] bzw. mit $k_1 = 4,0$ nach MARTI [Mar-80] keine einheitliche Tendenz (Tabelle 2-9). Die Formulierung nach BABANAJAD ET AL. [Bab-12] ergibt eine leichte Erhöhung der mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton. Die Beschreibung nach PANTAZOPOULOU & ZANGANEH [Pan-01] reduziert die mehraxiale Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton gegenüber Nullbeton und der Ansatz nach LU [Lu-05] weist näherungsweise keinen Einfluss der Stahlfasern auf die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton auf (Bild 2-27).

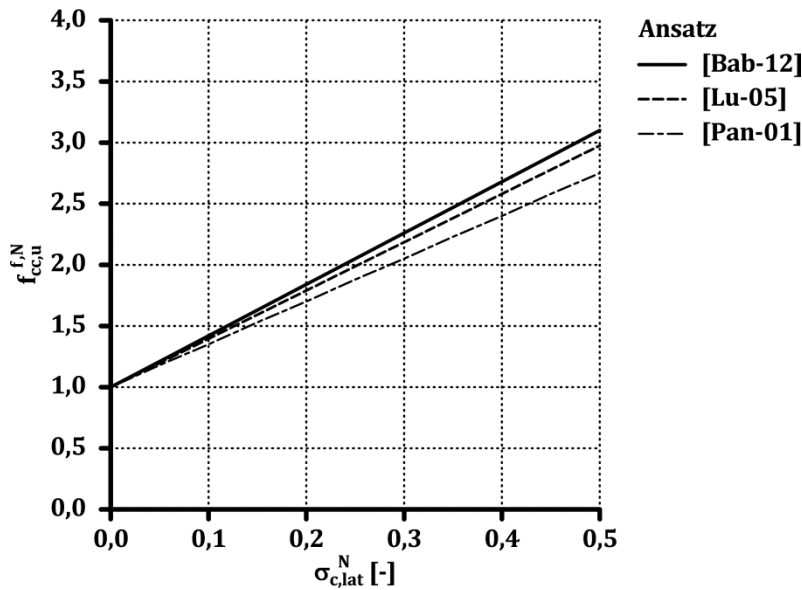


Bild 2-27: Normierte rechnerisch ermittelte mehraxiale Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton gemäß der Ansätze nach BABANAJAD ET AL. [Bab-12], LU [Lu-05] sowie PANTAZOPOULOU & ZANGANEH [Pan-01]

Ansatz zur Beschreibung der mehraxialen Bruchstauchung von Stahlfaserbeton

Ein Ansatz zur Beschreibung der mehraxialen Bruchstauchung von Stahlfaserbeton wird lediglich in [Lu-05] in Form von

$$\varepsilon_{cc,u}^{f,N} = 1 + 17,33 \cdot \sigma_{c,lat}^N \quad \text{Gl. (2-64)}$$

angegeben. Dieser Ansatz basiert auf der Formulierung von MANDER ET AL. [Man-88a] für Nullbeton (Tabelle 2-8) mit

$$\varepsilon_{cc,u}^N = 1 + k_2 \cdot (f_{cc,u}^N - 1). \quad \text{Gl. (2-65)}$$

Gl. (2-64) kann gemäß dem Ansatz nach LU [Lu-05] zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton formuliert werden zu

$$\varepsilon_{cc,u}^{f,N} = \left(1 + 4,39 \cdot (f_{cc,u}^{f,N} - 1) \right). \quad \text{Gl. (2-66)}$$

In [Man-88a] wird der Faktor k_2 in Gl. (2-65) für Nullbeton zu $k_2 = 5,0$ bestimmt (Tabelle 2-8). Aus Gl. (2-66) kann der Faktor k_2^f für Stahlfaserbeton abgeleitet werden zu etwa $k_2^f = 4,4$, was einer Reduktion der mehraxialen Bruchstauchung von Stahlfaserbeton im Vergleich zu Nullbeton entspricht.

Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

Zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung ist keine Änderung der für Nullbeton dargestellten Vorgehensweise in der Literatur bekannt.

2.3.5 Umschnürungswirkung der Querbewehrung

Bei Anordnung einer Querbewehrung wird die Verformung des Betons quer zur Hauptbeanspruchungsrichtung beeinflusst. Aus der Querverformungsbehinderung resultieren linienförmige im Abstand der Querbewehrung wirkende Druckkräfte auf den Beton. Die linienförmigen Druckkräfte breiten sich strahlenförmig aus (Bild 2-28 (a)). Nach einem gewissen Eintragungsbereich kann von einem homogenen Druckspannungszustand, wie er in Triaxialzellen vorliegt, ausgegangen werden, dessen Minimum sich mittig zwischen den Querbewehrungslagen befindet [Men-77], [Raz-99] (Bild 2-28 (a)).

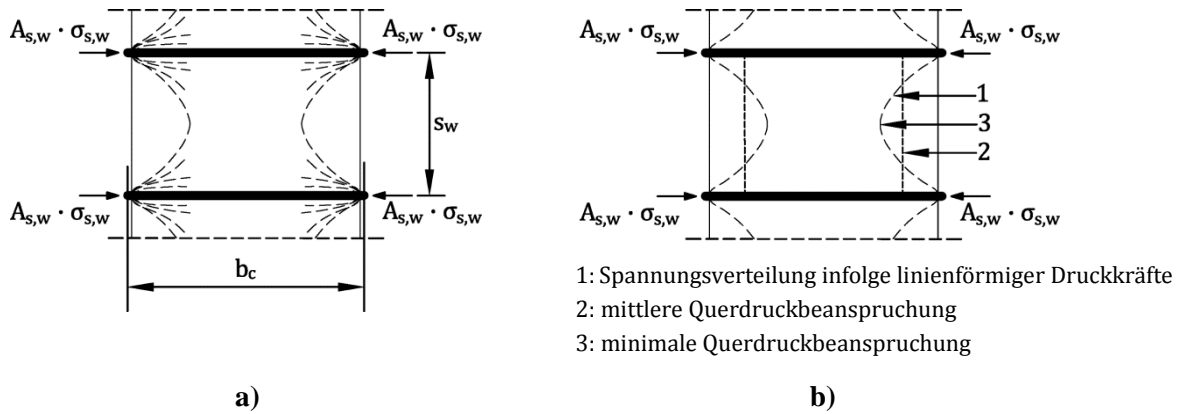


Bild 2-28: Umschnürungswirkung der Querbewehrung
 a) Ausbreitung der linienförmigen Druckkräfte in den von Querbewehrung umschlossenen Beton [Men-77]
 a) Ermittlung der Querdruckbeanspruchung [Raz-99]

Aus der Bedingung, dass die auf den Beton wirkende Druckkraft mit der Zugkraft der Querbewehrung im Kräftegleichgewicht steht, kann die mittlere Querdruckbeanspruchung näherungsweise ermittelt werden zu (Bild 2-28 (b)) [Mar-84]

$$\sigma_{c,lat} = -\frac{2 \cdot A_{s,w} \cdot \sigma_{s,w}}{s_w \cdot b_c} = -2 \cdot \rho_{s,w} \cdot \sigma_{s,w} = -2 \cdot \rho_{s,w} \cdot \varepsilon_{s,w} \cdot E_{s,w} \quad \text{Gl. (2-67)}$$

mit

2 Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens

$\sigma_{s,w}$	Spannung der Querbewehrung,
s_w	Abstand der Querbewehrung bezogen auf deren Mittellinie,
b_c	Durchmesser des von Querbewehrung umschlossenen Betonquerschnitts bezogen auf die Mittellinie der Querbewehrung.

Zur Bestimmung der mittleren Querdruckbeanspruchung entsprechend Gl. (2-67) ist die Dehnung bzw. Spannung der Querbewehrung infolge der Querverformung des Betons erforderlich. Die in den Untersuchungen von z. B. HELD [Hel-92], MANDER ET. AL. [Man-88b] sowie SHEIKH & UZUMERI [She-82] getroffene Annahme, dass bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons die Streckgrenze der Querbewehrung durch die Querverformung des Betons erreicht wird, kann durch die Forschungsarbeiten von u. a. CUSSEY & PAULTRE [Cus-95] sowie ZAINA [Zai-05] an Stahlbetondruckgliedern mit Quadratquerschnitt widerlegt werden.

Infolge des Minimums der Querdruckbeanspruchung zwischen den Querbewehrungslagen liegt nur eine anteilig umschnürte Betonquerschnittsfläche vor, die das Tragverhalten des von Querbewehrung umschlossenen Betons bestimmt. Die anteilig umschnürte Betonquerschnittsfläche wird über den sogenannten Umschnürungsfaktor k_e ermittelt. Der Umschnürungsfaktor beschreibt das Verhältnis der umschnürten Betonquerschnittsfläche zu der von Querbewehrung umschlossenen Betonquerschnittsfläche entsprechend Gl. (2-68) (Bild 2-29).

$$k_e = \frac{A_{c,cc}}{A_{c,enc}} \leq 1,0 . \quad \text{Gl. (2-68)}$$

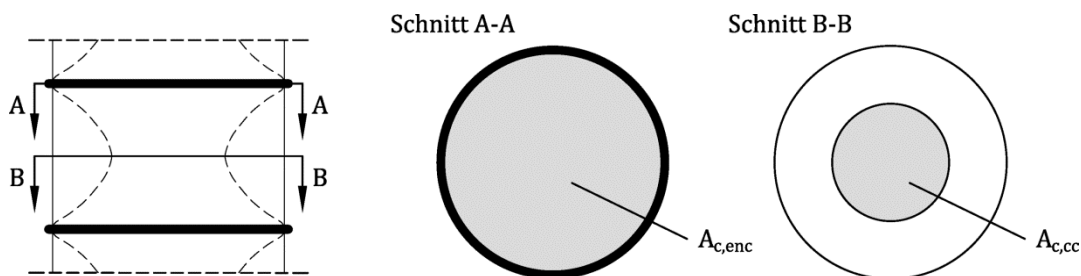


Bild 2-29: Bestimmung des Umschnürungsfaktors

Zur Ermittlung der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons wird in der Literatur das Produkt des Umschnürungsfaktors und der mittleren Querdruckbeanspruchung entsprechend Gl. (2-67) zur Auswertung der in Kapitel 2.3.3 dargestellten Ansätze zur Beschreibung der mehraxialen Materialkennwerte von Beton verwendet [Mar-84], [She-82], [Cus-95]. Die Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons ergibt sich unter Kombination mit Gl. (2-57) exemplarisch zu

$$N_{c,enc,u} = A_{c,enc} \cdot f_{cc,u} = A_{c,enc} \cdot f_{c,u} \cdot (1 + k_1 \cdot k_e \cdot \sigma_{c,lat}^N) . \quad \text{Gl. (2-69)}$$

Ansätze zur Beschreibung der Dehnung der Querbewehrung

Der Zusammenhang zwischen der Querverformung des Betons und der Dehnung der Querbewehrung kann über die allgemeine Form des HOOK'SCHEN Gesetzes

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_1 - \nu \cdot (\sigma_2 + \sigma_3)) \quad \text{Gl. (2-70)}$$

hergeleitet werden. Mit [Cus-95]

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{s,w}, \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_{c,lat}, \sigma_3 = f_{cc,u}, E = f_{cc,u} / \varepsilon_{cc,u} \text{ und } \nu = \nu_c$$

folgt

$$\varepsilon_{s,w} = \varepsilon_{cc,u} \cdot \left(\nu_c - (1 - \nu_c) \cdot \frac{\sigma_{c,lat}}{f_{cc,u}} \right). \quad \text{Gl. (2-71)}$$

CUSSON & PAULTRE [Cus-95] vereinfachen Gl. (2-71) mit $\nu_c = 0,5$ zu

$$\varepsilon_{s,w} = 0,5 \cdot \varepsilon_{cc,u} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{c,lat}}{f_{cc,u}} \right). \quad \text{Gl. (2-72)}$$

LÉGERON & PAULTRE [Leg-03] werten etwa 80 experimentelle Untersuchungen zur Umschnürungswirkung der Querbewehrung aus, in denen die Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons angegeben wird, und definieren auf Basis einer Regressionsanalyse die Dehnung der Querbewehrung zu

$$\varepsilon_{s,w} = \varepsilon_{cc,u} \cdot (0,25 + 10 \cdot \sigma_{c,lat}^N) \geq 0,43 \cdot \varepsilon_{cc,u}. \quad \text{Gl. (2-73)}$$

Aus der mathematischen Formulierung zur Beschreibung der Volumenänderung von PANTAZOPOULOU & MILLES [Pan-95] (Gl. (2-47), Gl. (2-48)) leiten u. a. SAENZ & PANTELIDES [Sae-07] die Dehnung faserbewehrter Kunststoffe (FRP) vollummantelter normalkraftbeanspruchter Bauteile in Abhängigkeit von der Betonstauchung her zu

$$\varepsilon_{FRP}(\varepsilon_{c,3}) = -\nu_{c,0} \cdot \varepsilon_{c,3} - \left(\frac{1 - 2 \cdot \nu_{c,0}}{2} \right) \cdot \varepsilon_{c,V0} \cdot \left(\frac{\langle \varepsilon_{c,3} - \varepsilon_{c,l} \rangle}{\varepsilon_{c,V0} - \varepsilon_{c,l}} \right)^c. \quad \text{Gl. (2-74)}$$

In Bild 2-30 ist der rechnerisch ermittelte Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Betonstauchung gemäß der Ansätze nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95], LÉGERON & PAULTRE [Leg-03] sowie SAENZ & PANTELIDES [Sae-07] vergleichend für den normalfesten Beton B1 entsprechend Tabelle 2-4 gegenübergestellt. Zur Abbildung der Dehnung der Querbewehrung in Abhängigkeit von der Betonstauchung gemäß den Ansätzen nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95] sowie LÉGERON & PAULTRE [Leg-03] werden die Materialkennwerte unter mehraxialer Druckbeanspruchung entsprechend der Ansätze nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] ermittelt.

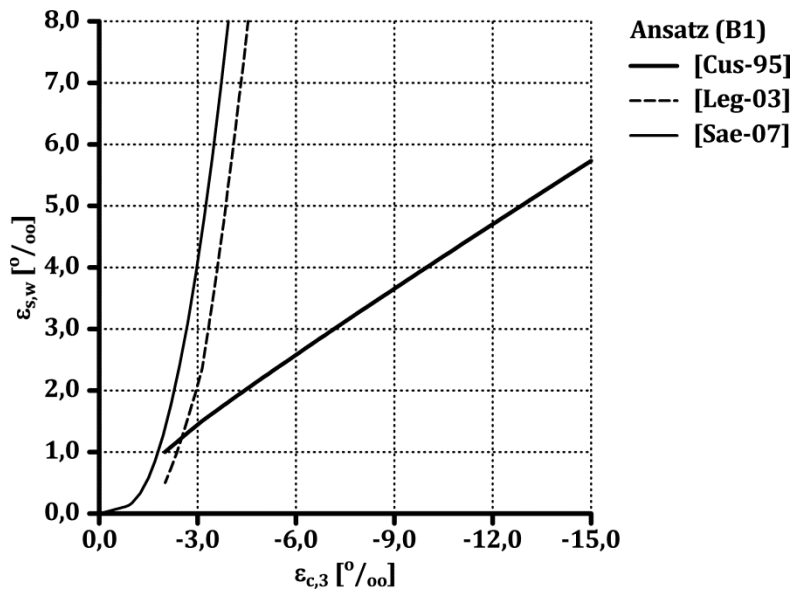


Bild 2-30: Rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Betonstauchung

Der Ansatz nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95] beschreibt eine proportionale Zunahme der Dehnung der Querbewehrung in Abhängigkeit von der Betonstauchung. Die Ansätze nach LÉGERON & PAULTRE [Leg-03] sowie SAENZ & PANTELIDES [Sae-07] weisen in der Entwicklung der Dehnung der Querbewehrung affine Verläufe auf. Die Beschreibung von SAENZ & PANTELIDES [Sae-07] bildet die Dehnung der Querbewehrung von Verformungsbeginn ab. Die Formulierungen nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95] und LÉGERON & PAULTRE [Leg-03] haben nur Gültigkeit für Stauchungen größer der Bruchstauchung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung.

Unter Annahme, dass die Streckgrenze der Querbewehrung bei einer Dehnung von etwa $\varepsilon_{s,w} = 2,5 \text{ ‰}$ erreicht wird, korreliert diese Dehnung der Querbewehrung gemäß dem Ansatz nach SAENZ & PANTELIDES [Sae-07] mit einer Betonstauchung von etwa $\varepsilon_{c,3} = -2,5 \text{ ‰}$. Die Streckgrenze der Querbewehrung wird näherungsweise mit Erreichen der Bruchstauchung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung erzielt.

Gemäß dem Ansatz nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95] entspricht das Dehnungsniveau der Streckgrenze einer Betonstauchung von etwa $\varepsilon_{c,3} = -5,5 \text{ ‰}$, welche deutlich oberhalb der Bruchstauchung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung liegt. Im Hinblick auf die in Kapitel 2.3.3 dargestellten Ansätze zur Beschreibung der mehraxialen Bruchstauchung resultiert eine Betonstauchung von etwa $\varepsilon_{c,3} = -5,5 \text{ ‰}$ aus einer normierten Querdruckbeanspruchung von etwa $\sigma_{c,lat}^N = 0,15$ gemäß dem Ansatz nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95] bzw. von etwa $\sigma_{c,lat}^N = 0,45$ gemäß dem Ansatz nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] (Bild 2-25).

Ermittlung der Dehnung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons

Die dargestellten Ansätze zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Betonstauchung ermöglichen nicht die Bestimmung der Dehnung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons bzw. den zugehörigen mehraxialen Materialkennwerten. Dies kann nur durch einen iterativen Prozess erfolgen, da die in den Ansätzen zu berücksichtigende mehraxiale Druckfestigkeit bzw. mehraxiale Bruchstauchung von der Spannung der Querbewehrung abhängig ist. Von u. a. CUSSON ET AL. [Cus-95] wird zur Ermittlung der Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons folgendes Vorgehen vorgeschlagen:

- Ermittlung der Querdruckbeanspruchung entsprechend Gl. (2-67) unter Annahme, dass die Spannung der Querbewehrung der Streckgrenze entspricht,
- Berechnung der mehraxialen Druckfestigkeit und der mehraxialen Bruchstauchung (z. B. Tabelle 2-7, Tabelle 2-8),
- Ermittlung der Dehnung der Querbewehrung (z. B. Gl. (2-71), Gl. (2-72) oder Gl. (2-73)) und der Stahlspannung aus der zugehörigen Spannungs-Dehnungsbeziehung der Querbewehrung (z. B. Gl. (2-9) bis Gl. (2-12)),
- Überprüfung, ob $\sigma_{s,w} \geq f_y$ gilt. Ist dies nicht der Fall, sind die beschriebenen Berechnungsschritte mit der ermittelten Spannung der Querbewehrung des vorangegangenen Iterationsschritts zu wiederholen, bis Konvergenz erzielt wird.

Ansätze zur Beschreibung des Umschnürungsfaktors

MENNE [Men-77] approximiert die Ausbreitung der linienförmigen Druckkräfte infolge der Querdehnungsbehinderung des Betons in Anlehnung an den Verlauf der Kraftausbreitung eines durch eine Linienlast beanspruchten elastisch isotropen Halbraums gemäß dem Ansatz nach BOUSSINESQ durch eine Parabel zweiter Ordnung mit dem Anfangstangentenwinkel θ (Bild 2-31).

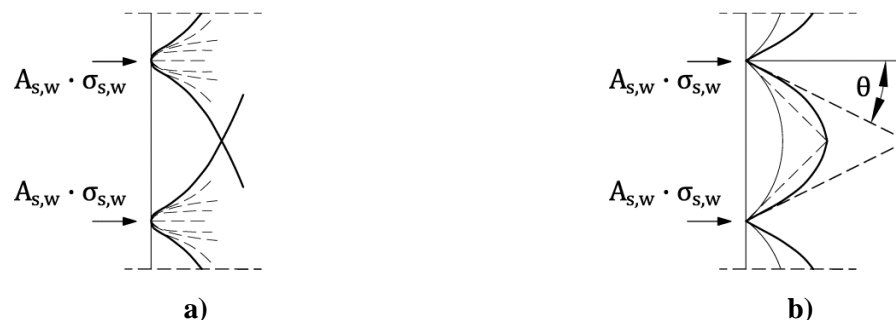


Bild 2-31: Ermittlung des Umschnürungsfaktors [Men-77]
a) Kraftausbreitung in einen durch eine Linienlast beanspruchten elastisch isotropen Halbraum nach BOUSSINESQ
b) Approximation der Kraftausbreitung durch eine Parabel zweiter Ordnung

2 Grundlagen zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens

Bei Annahme von $\theta = 26,5^\circ$ ergibt sich bei einem Querbewehrungsabstand s_w gleich dem Durchmesser des von Querbewehrung umschlossenen Betonquerschnitts b_c der Umschnürungsfaktor zu $k_e = 0$. Bei einem Anfangstangentenwinkel von $\theta = 45,0^\circ$ wird der Umschnürungsfaktor für $s_w = 2,0 \cdot b_c$ zu $k_e = 0$ (Bild 2-32).

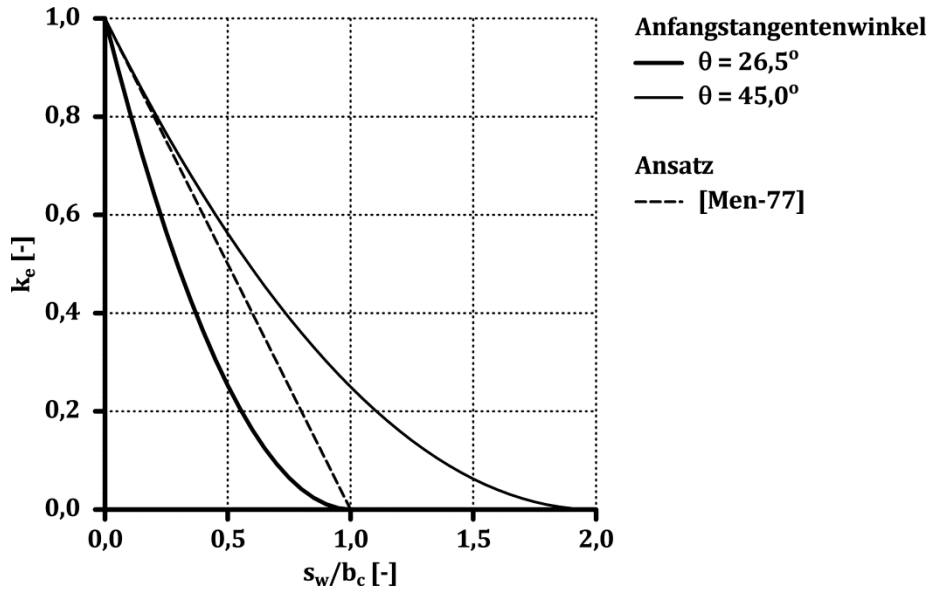


Bild 2-32: Rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand nach MENNE [Men-77]

In [Men-77] wird angenommen, dass die wirkliche Ausbreitung der linienförmigen Druckkräfte zwischen den beiden betrachteten Anfangstangentenwinkeln liegt. Zur Bestimmung des Umschnürungsfaktors wird eine lineare Beziehung zwischen dem normierten Querbewehrungsabstand s_w/b_c und dem Umschnürungsfaktor k_e entsprechend Gl. (2-75) vorgeschlagen.

$$k_e = \left(1,0 - \frac{s_w}{b_c}\right) \quad \text{Gl. (2-75)}$$

Im MODEL CODE 2010 [CEB-10] wird die Ausbreitung der linienförmigen Druckkräfte durch eine Parabel zweiter Ordnung mit dem Anfangstangentenwinkel $\theta = 45,0^\circ$ beschrieben (Bild 2-33, Bild 2-34). Der Umschnürungsfaktor ergibt sich bei Verwendung von Ringbügeln zu

$$k_e = \left(1,0 - \frac{s_w}{2,0 \cdot b_c}\right)^2 \quad \text{Gl. (2-76)}$$

und bei einer Wendelbewehrung zu

$$k_e = \left(1,0 - \frac{s_w}{2,0 \cdot b_c}\right) \cdot \quad \text{Gl. (2-77)}$$

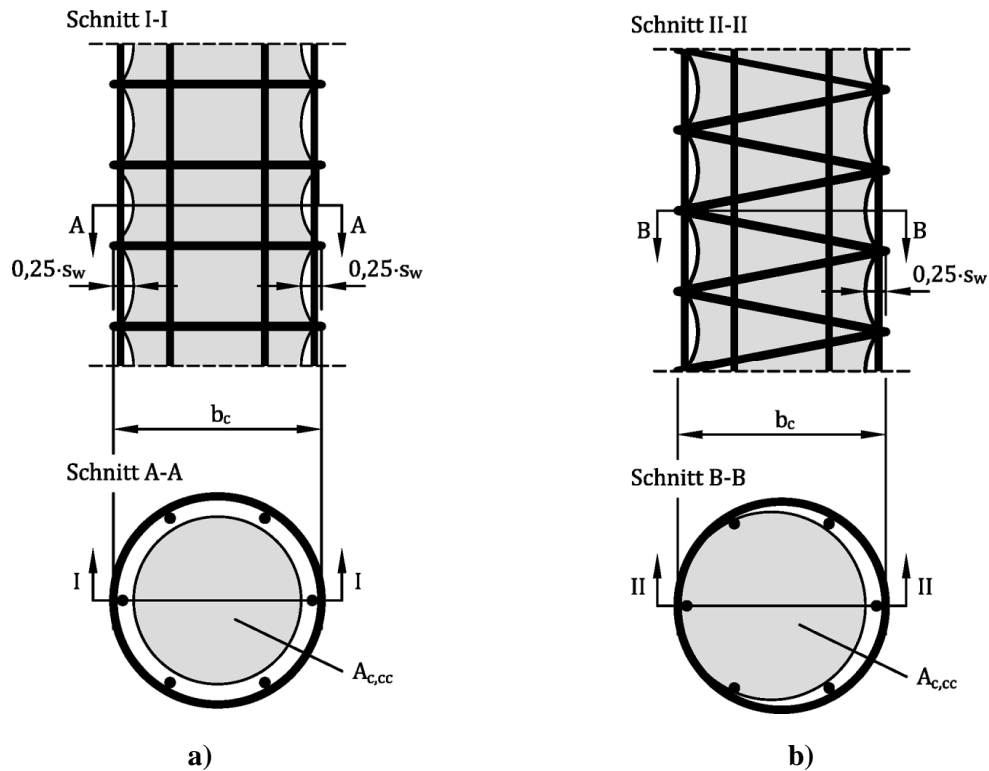


Bild 2-33: Umschnürte Betonquerschnittsfläche von Stahlbetondruckgliedern mit Kreisquerschnitt gemäß dem Ansatz nach MODEL CODE 2010 [CEB-10] bei Anordnung

- a) von Ringbügeln
- b) einer Wendelbewehrung

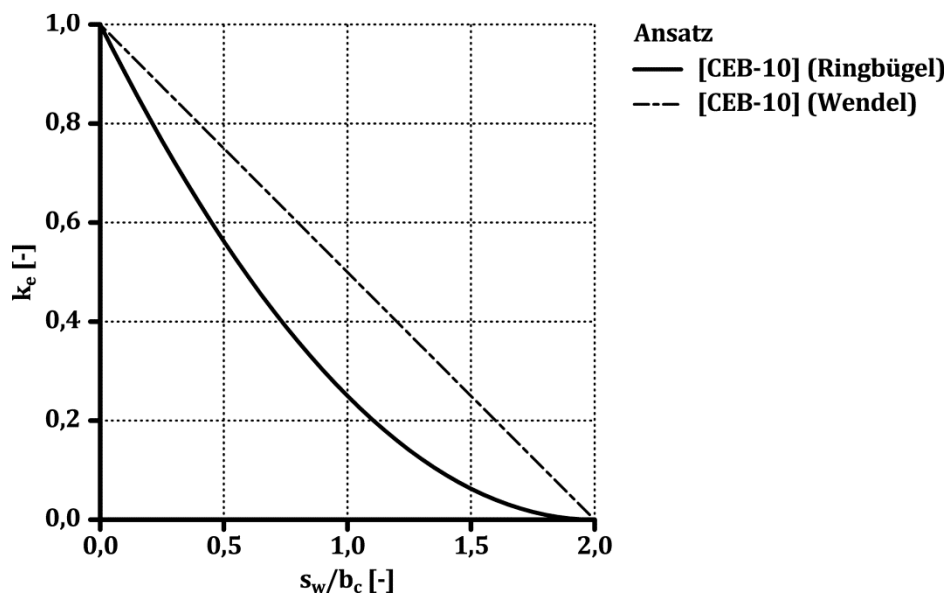


Bild 2-34: Rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand gemäß dem Ansatz nach MODEL CODE 2010 [CEB-10]

RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] empfehlen für Stahlbetondruckglieder mit Kreisquerschnitt bei Anordnung einer Wendelbewehrung auf Basis experimenteller Untersuchungen mit normierten Querbewehrungsabständen von maximal etwa $s_w/b_c = 0,6$ die umschnürte Betonquerschnittsfläche gleich der von Querbewehrung umschlossenen Beton-

querschnittsfläche anzusetzen, d. h. der Umschnürungsfaktor ergibt sich zu $k_e = 1,0$ unabhängig von dem normierten Querbewehrungsabstand.

2.3.6 Berücksichtigung der Faserzugabe

In der Literatur wird die Wirkungsweise von u. a. Stahlfasern auf das Last-Verformungsverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder bisher nicht über z. B. die in Kapitel 2.3.2 dargestellten Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton erfasst.

FOSTER [Fos-01], PAULTRE ET AL. [Pau-10] sowie ZAINA [Zai-05] berücksichtigen den Einfluss der Stahlfasern auf das Last-Verformungsverhalten über eine additive Erweiterung der Querdrukbeanspruchung infolge der Querbewehrung entsprechend Gl. (2-67). In [Fos-01] wird die Umschnürungswirkung infolge der Stahlfaserzugabe definiert zu

$$\sigma_{c,lat}^f = \frac{3}{8} \cdot V_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \cdot \tau_f \quad \text{Gl. (2-78)}$$

mit

- $3/8$ Faktor zur berücksichtigt die Stahlfaserorientierung,
 τ_f Verbundfestigkeit der Stahlfaser.

Zur Beschreibung des Einflusses der Stahlfasern wird eine Spannungs-Stauchungsbeziehung definiert, die aus der in Bild 2-35 (a) dargestellten Spannungs-Stauchungsbeziehungen unter mehraxialer Druckbeanspruchung abgeleitet wird. Zwischen dem ansteigenden und abfallenden Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung wird auf dem Niveau der einaxialen Druckfestigkeit ein Fließplateau angenommen (Bild 2-35 (b)).

Für den Ansatz nach FOSTER [Fos-01] ergibt sich die Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons entsprechend Gl. (2-69) unter Berücksichtigung der Stahlfaserzugabe zu

$$N_{c,enc,u} = A_{c,enc} \cdot f_{c,u} \cdot \left(1 + k_1 \cdot k_e \cdot \sigma_{c,lat}^N + \frac{3}{8} \cdot V_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \cdot \tau_f \right). \quad \text{Gl. (2-79)}$$

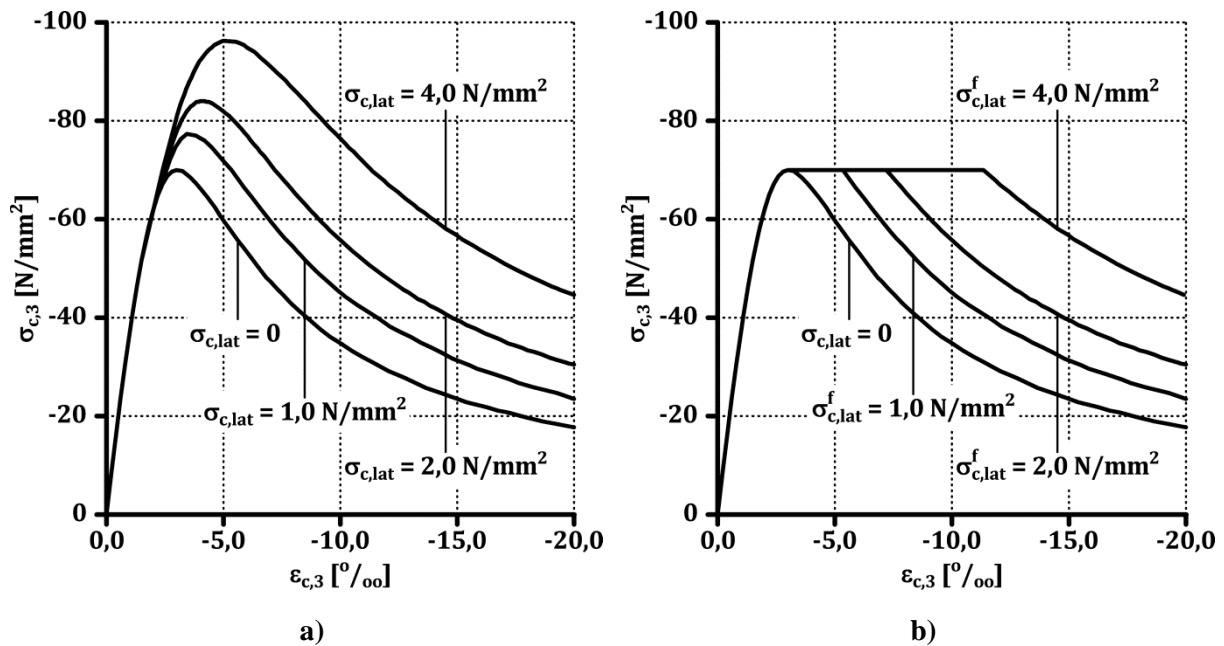


Bild 2-35: Beschreibung des Einflusses der Stahlfasern auf das Last-Verformungsverhalten von Stahlbetondruckgliedern [Fos-01]
a) Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Nullbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung
b) Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Stahlfaserbeton

CAMPIONE [Cam-02] definiert einen ideell reduzierten Querbewehrungsabstand bei Einsatz von Kohlenstofffasern, der sich aus dem Faservolumen und der Faserschlankeit zu

$$s_w^f = s_w - 10 \cdot V_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad \text{Gl. (2-80)}$$

ergibt. Der ideell reduzierte Querbewehrungsabstand wird zur Ermittlung des Umschnürungsfaktors z. B. entsprechend Gl. (2-75) und der Querdruckbeanspruchung entsprechend Gl. (2-63) verwendet. Bei Einsatz von Kohlenstofffasern ergibt sich gemäß dem Ansatz nach CAMPIONE [Cam-02] somit eine Zunahme der von Querbewehrung umschlossenen Betonquerschnittsfläche und daraus resultierend eine Erhöhung der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons.

2.4 Darstellung der zu erarbeitenden Grundlagen

Auf Basis der Angaben in der Literatur kann keine eindeutige Aussage getroffen werden, welcher der in Kapitel 2.3.1 dargestellten Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung am ehesten geeignet ist, den Traganteil des nicht umschnürten Betons abzubilden.

Die in Kapitel 2.3.3 dargestellten Ansätze zur Ermittlung der mehraxialen Materialkennwerte von Beton weisen teilweise deutliche Unterschiede auf. Mit dem dargestell-

ten Kenntnisstand kann nicht ausgearbeitet werden, welcher Ansatz die mehraxialen Materialkennwerte von Beton realitätsnah beschreibt und somit zur Abbildung des Traganteils des von Querbewehrung umschlossenen Betons genutzt werden sollte.

Der Betontraganteil an der angestrebten Sekundärtraglast wird im Wesentlichen durch die Umschnürungswirkung der Querbewehrung bestimmt. Die in Kapitel 2.3.5 dargestellten Ansätze weisen deutliche Diskrepanzen in der Beschreibung der Dehnung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons sowie des Umschnürungsfaktors auf. Für eine realitätsnahe Beschreibung der Umschnürungswirkung der Querbewehrung ist der bisherige Wissensstand zu erweitern.

Durch den Einsatz von Stahlfasern wird das Last-Verformungsverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder beeinflusst. Auf Grundlage der Literaturangaben kann jedoch nicht geklärt werden, ob der Einfluss der Stahlfasern aus der modifizierten Spannungs-Stauchungsbeziehung unter einaxialer Druckbeanspruchung resultiert, die Stahlfasern einen Einfluss auf die mehraxialen Materialkennwerte von Beton ausüben oder durch die Stahlfaserzugabe die Umschnürungswirkung der Querbewehrung beeinflusst wird.

3 Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung

3.1 Zielsetzung

Zur Beschreibung des Traganteils des nicht umschnürten Betons zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder wird die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung auf Basis experimenteller Untersuchungen analysiert.

In Kapitel 2.3.1 wird dargestellt, dass die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton einer Vielzahl von herstellungs- und versuchstechnischen Einflüssen unterliegt. Im Hinblick auf die in Kapitel 4 folgende Untersuchung der Wirkungsweise von Stahlfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton wird zunächst überprüft, ob bei Variation der eigenen Prüfbedingungen die experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton mit einem Ansatz aus der Literatur entsprechend Kapitel 2.3.1 abgebildet werden kann.

Die Umschnürungswirkung der Querbewehrung folgt direkt aus dem Querverformungsverhalten von Beton. Zur Erarbeitung eines realitätsnahen Ansatzes zur Ermittlung der Dehnung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons wird das Querverformungsverhalten von Beton experimentell ermittelt und rechnerisch beschrieben.

3.2 Eigenes Versuchsprogramm

Das Verhalten von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung wird unter Variation

- der Betondruckfestigkeit (BDF),
- der Versuchskörperquerschnittsform (quadratisch bzw. kreisförmig),
- der Körperschlankheit λ sowie
- der verformungsgeregelten Belastungsgeschwindigkeit v

experimentell untersucht (Tabelle 3-1). Weitere Hinweise zur Herstellung der Versuchskörper, detaillierte Angaben zum Versuchsaufbau, der verwendeten Messtechnik sowie Erläuterungen zur Messdatenauswertung sind in den Anhängen B und C zusammengefasst.

Bei den in [Ras-62] dargestellten Untersuchungen zum Einfluss der verformungsgeregelten Belastungsgeschwindigkeit auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton steht die Analyse von Langzeiteffekten im Vordergrund. In der vorliegenden Arbeit wird der Einfluss der verformungsgeregelten Belastungsgeschwindigkeit auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung im Kurzzeitspektrum analysiert. In z. B. MODEL CODE 1990 [CEB-90] wird explizit daraufhin gewiesen, dass der dargestellte Ansatz zur Be-

3 Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung

schreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung eine gute Übereinstimmung mit experimentellen Ergebnissen aufweist, die mit einer verformungsgeregelten Belastungsgeschwindigkeit von $v = 0,03 \text{ ‰/s}$ ermittelt werden.

Tabelle 3-1: Übersicht der Versuchsparmeter

Bezeichnung		V1	V2	V3	V4	V5	N0	SN0	H0	SH0
BDF	[-]	NFB	NFB	NFB	NFB	NFB	NFB	NFB	HFB	HFB
n	[Anz.]	3	3	3	3	3	6	1	6	1
b	[cm]	-/-	-/-	-/-	10	15	-/-	-/-	-/-	-/-
ϕ	[cm]	15	15	15	-/-	-/-	15	20	15	20
λ	[-]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	3,0	2,0	3,0
v	[mm/s]	0,01	0,05	0,10	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01

3.3 Spannungs-Stauchungsbeziehung

3.3.1 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen

Die experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N0 und H0 mit einer Körperschlankheit von $\lambda = 2,0$ sowie der Versuchskörper SN0 und SH0 mit $\lambda = 3,0$ gleicher Herstellungslage sind in Bild 3-1 dargestellt.

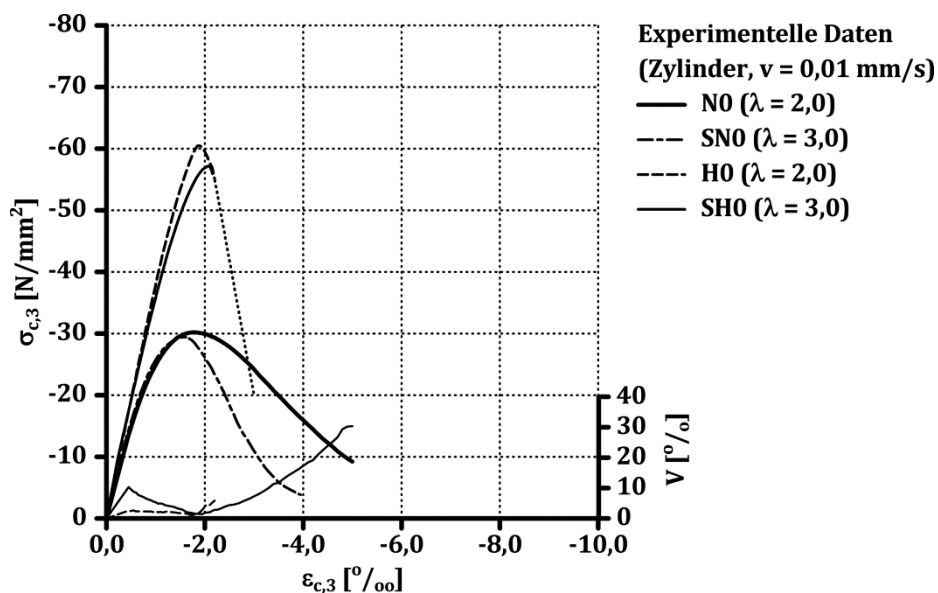


Bild 3-1: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Beton bei Variation der Betondruckfestigkeit und der Körperschlankheit

Als Maß der Streuung eines Einzelwertes von den dargestellten mittleren Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N0 und H0 ist in Bild 3-1 der Variationskoeffizient V der Druckspannung enthalten.

Die Versuchskörper aus hochfestem Beton der Serie H0 bzw. der Versuchskörper SH0 versagen explosionsartig, so dass der abfallende Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung messtechnisch nicht gänzlich erfasst wird (gepunktete Linie in Bild 3-1).

Die Einzelwerte der Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N0 und H0 weichen bei Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit um etwa $V = 2 \%$ von einander ab (Bild 3-1). Für den normalfesten Beton nimmt der Variationskoeffizient der Druckspannung nach Überschreiten der Bruchstauchung bis zu einer Stauchung von etwa $\varepsilon_{c,3} = -5,0 \%$ näherungsweise linear auf etwa $V = 30 \%$ zu.

In Tabelle 3-2 sind die experimentell ermittelten Materialkennwerte der Serien N0 und H0 sowie der Versuchskörper SN0 und SH0 zusammengefasst. Der aus der Spannungs-Stauchungsbeziehung bei 40 % der einaxialen Druckfestigkeit abgeleitete Elastizitätsmodul wird in der vorliegenden Arbeit mit $E_{c,\sigma}$ bezeichnet.

Tabelle 3-2: Experimentell ermittelte Materialkennwerte bei Variation der Betondruckfestigkeit und der Körperschlankheit

Bezeichnung		N0	SN0	H0	SH0
$f_{c,u}$	[N/mm ²]	-30,2	-29,4	-60,5	-57,2
$\varepsilon_{c,u}$	[‰]	-1,8	-1,6	-1,9	-2,1
$E_{c,\sigma}$	[kN/mm ²]	30,1	32,2	38,6	37,6

Bei Erhöhung der Körperschlankheit auf $\lambda = 3,0$ der Versuchskörper SN0 und SH0 gegenüber der Serie N0 bzw. H0 mit $\lambda = 2,0$ gleicher Herstellungsladung kann eine Reduktion der einaxialen Druckfestigkeit um etwa 3 bzw. 6 % festgestellt werden (Tabelle 3-2). In [Bon-59] wird auf Basis einer experimentellen Datenbank ein Faktor ϑ zur Berücksichtigung der Körperschlankheit bei gleicher Querschnittsform auf die einaxiale Druckfestigkeit angegeben, der das eigene experimentelle Ergebnis gut erfasst (Tabelle 3-3).

Tabelle 3-3: Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Körperschlankheit bei gleicher Querschnittsform auf die einaxiale Druckfestigkeit [Bon-59]

λ	[-]	1,5	2,0	3,0	4,0
ϑ	[-]	1,02 – 1,06	1,0	0,94 – 0,98	0,89 – 0,94

3 Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung

Der Faktor ϑ verhält sich antiproportional zur Körperschlankheit. Durch die Vergrößerung der Versuchskörperlänge gegenüber dem Versuchskörperquerschnitt reduziert sich der Einfluss der prüftechnisch bedingten Querverformungsbehinderung des Betonkörpers im Lasteinleitungsbereich [Mar-93], [Mie-86], [San-72].

Die Reduktion der Querverformungsbehinderung im Lasteinleitungsbereich mit zunehmender Körperschlankheit λ zeigt sich auch in der Zunahme der Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung des Versuchskörpers SN0 gegenüber der Serie N0 (Bild 3-1). In den Untersuchungen von u. a. MARKSET [Mar-93], MIER [Mie-86] sowie SANGHA & DHIR [San-72] wird festgestellt, dass ab etwa $\lambda = 2,5$ der Einfluss der Körperschlankheit auf die Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung vernachlässigbar ist.

Die an Prismen experimentell ermittelte einaxiale Druckfestigkeit ist um etwa 30 % höher als die an Zylindern gleicher Körperschlankheit ermittelte (Bild 3-2, Tabelle 3-4).

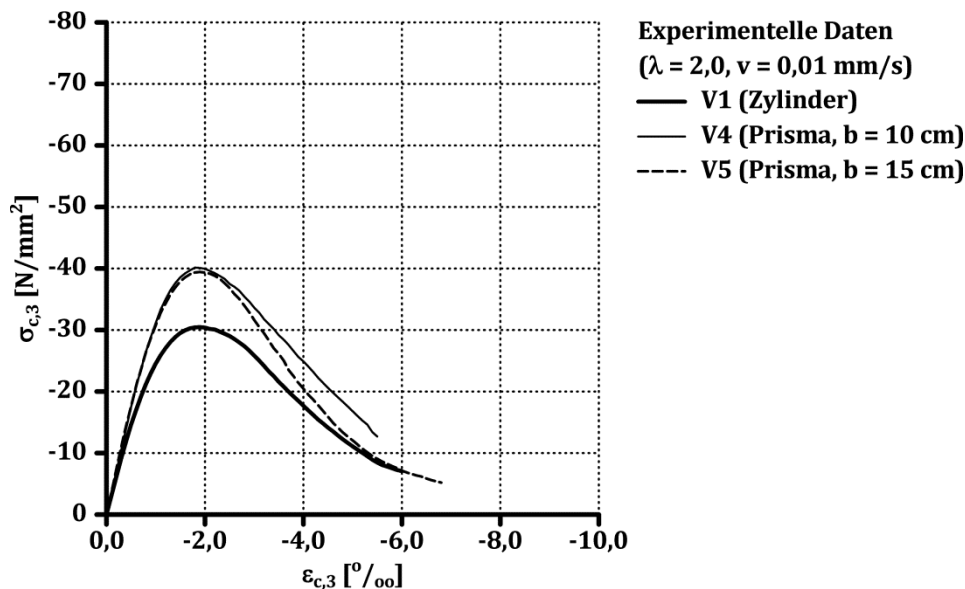


Bild 3-2: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Beton bei Variation der Versuchskörperquerschnittsform

Tabelle 3-4: Experimentell ermittelte Materialkennwerte bei Variation der Versuchskörperquerschnittsform

Bezeichnung		V1	V4	V5
$f_{c,u}$	[N/mm ²]	-30,5	-40,2	-39,4
$\epsilon_{c,u}$	[‰]	-1,9	-1,8	-1,9
$E_{c,\sigma}$	[kN/mm ²]	29,9	35,1	36,1

Bei Prismen ist der durch die Lasteinleitungsplatten querverformungsbehinderte Bereich gegenüber Zylindern länger [Sch-81]. Die freie Querverformung ist bei Prismen

durch die Querschnittsecken behindert. Infolge des effektiv geringeren einaxial beanspruchten Bereichs resultiert die höhere einaxiale Druckfestigkeit.

Aus der normierten Darstellung der in Bild 3-2 enthaltenen Spannungs-Stauchungsbeziehungen lässt sich erkennen, dass mit zunehmendem Verhältnis der Querschnittsfläche zu der Versuchskörperlänge die Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung steiler wird (Bild 3-3).

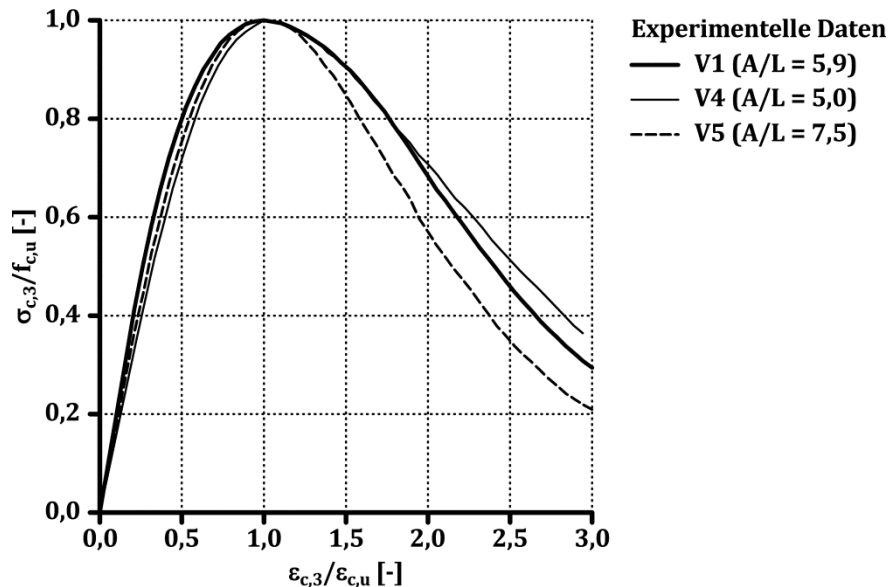


Bild 3-3: Normierte experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Beton bei Variation der Versuchskörperquerschnittsform

Die in [Hud-72] enthaltenen Untersuchungen zeigen, dass mit zunehmender Steifigkeit der Versuchskörper die Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung zunimmt, was das experimentell ermittelte Verhalten widerspiegelt.

Der Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung kann in dem untersuchten Spektrum als von untergeordneter Bedeutung eingestuft werden (Bild 3-4).

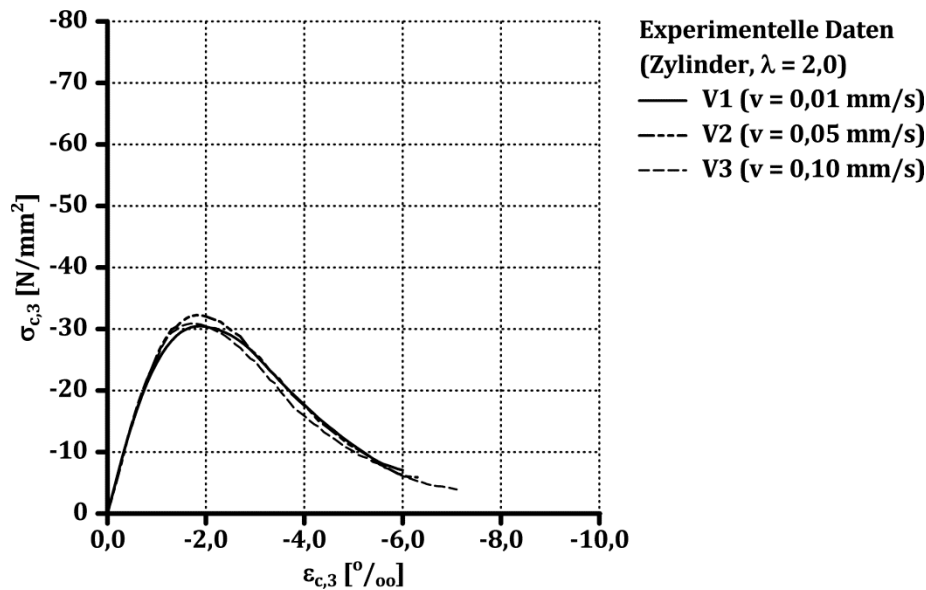


Bild 3-4: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Beton bei Variation der Verformungsgeschwindigkeit

3.3.2 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur

In Tabelle 3-5 sind die experimentell ermittelte Bruchstauchung und der Elastizitätsmodul der Serien N0 und H0 mit den rechnerischen Werten gemäß der in Tabelle 2-3 enthaltenen Ansätze gegenübergestellt.

Tabelle 3-5: Vergleich der rechnerisch und experimentell ermittelten Materialkennwerte

Bezeichnung	N0	H0	N0	H0
	$(\varepsilon_{c,u})_{cal}/(\varepsilon_{c,u})_{exp}$	$(\varepsilon_{c,u})_{cal}/(\varepsilon_{c,u})_{exp}$	$(E_c)_{cal}/(E_{c,\sigma})_{exp}$	$(E_c)_{cal}/(E_{c,\sigma})_{exp}$
Quelle	[-]	[-]	[-]	[-]
[Car-85]	1,06	1,11	0,88	0,84
[EC2]	1,11	1,32	1,02	0,98
[Pop-73]	1,22	1,37	—/—	—/—

Der Ansatz nach CARREIRA & CHU [Car-85] zeigt die geringste Abweichung von der experimentell ermittelten Bruchstauchung. Mit dem Ansatz nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] lässt sich der Elastizitätsmodul der Serien N0 und H0 rechnerisch mit guter Übereinstimmung zu den experimentellen Werten bestimmen.

Der Ansatz nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] eignet sich nicht zur Abbildung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung des normalfesten Betons (Bild 2-12) und die Ansätze nach CARREIRA & CHU [Car-85], DESAYI & KRISHNAN [Des-64] sowie SAENZ [Sae-64] nicht zur Abbildung des Entfestigungsverhaltens des hochfesten Be-

tons (Bild 2-13). Für den Vergleich der eigenen experimentellen Ergebnisse mit den Ansätzen nach POPOVICS [Pop-73] und SARGIN [Sar-71] sowie dem CDZ-Modell [Mar-93] werden die Materialkennwerte entsprechend Tabelle 3-2 bzw. Tabelle 3-4 verwendet. Auf eine Gegenüberstellung der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung des Versuchskörpers SH0 wird aufgrund der geringen Unterschiede zu dem Verhalten der Serie H0 verzichtet (Bild 3-1).

Die Ermittlung der Spannungs-Stauchungsbeziehung gemäß dem CDZ-Modell erfolgt entsprechend der Vereinfachungen gemäß Gl. (2-44) bis Gl. (2-46). Für die Versuchskörper mit einer Körperschlankheit von $\lambda = 2,0$ wird $L^d/L = 1,0$ angenommen. Der Formfaktor α wird aus der experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung abgeleitet (Tabelle 3-6). Der Materialparameter r wird gewählt, so dass die experimentell und rechnerisch ermittelte Bruchstauchung übereinstimmen (Tabelle 3-6).

Tabelle 3-6: Ermittelte Materialkennwerte zur Anwendung des CDZ-Modells

Bezeichnung		N0	SN0	V4	V5	H0
$f_{c,u}$	[N/mm ²]	−30,2	−29,4	−40,2	−39,4	−60,5
W^{el}	[N/mm]	15,1	13,4	23,0	21,5	47,4
W^{pl}	[N/mm]	20,1	18,1	28,3	28,3	17,9
W^{pl}/W^{el}	[-]	1,33	1,35	1,01	1,32	0,38
α	[-]	0,89	0,90	0,89	0,89	0,89
r	[mm]	1,05	1,20	1,15	0,94	1,90

Das Verhältnis der plastischen zur elastischen Energie nimmt mit zunehmender einaxialer Druckfestigkeit ab (Tabelle 3-6). Der Materialparameter r , der sich proportional zum mittleren Längsrißabstand unter Druckbeanspruchung verhält [Mar-93], nimmt tendenziell mit zunehmender Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung zu (Tabelle 3-6, Bild 3-1, Bild 3-3). Die Zunahme des Materialparameters r kann als Reduktion der Anzahl der Längsrisse gedeutet werden. Je mehr Risse pro Volumeneinheit gebildet werden und je größer das Vermögen ist, über diese Risse hinweg noch Zugkräfte zu übertragen, um so flacher ist der Verlauf des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung [Kön-01].

Die an Zylindern der Serie N0 bzw. den Prismen der Serie V5 mit $b = 15$ cm und $\lambda = 2,0$ experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen können mit den Ansätzen nach POPOVICS [Pop-73] und SARGIN [Sar-71] sowie dem CDZ-Modell [Mar-93] abgebildet werden (Bild 3-5, Bild 3-6).

3 Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung

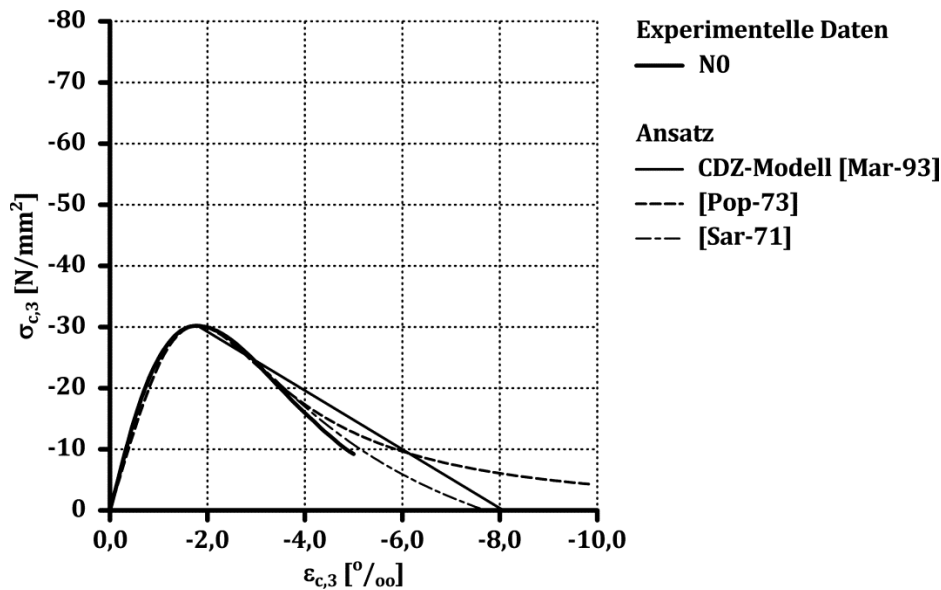


Bild 3-5: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie N0 gemäß dem CDZ-Modell [Mar-93] sowie der Ansätze nach POPOVICS [Pop-73] und SARGIN [Sar-71]

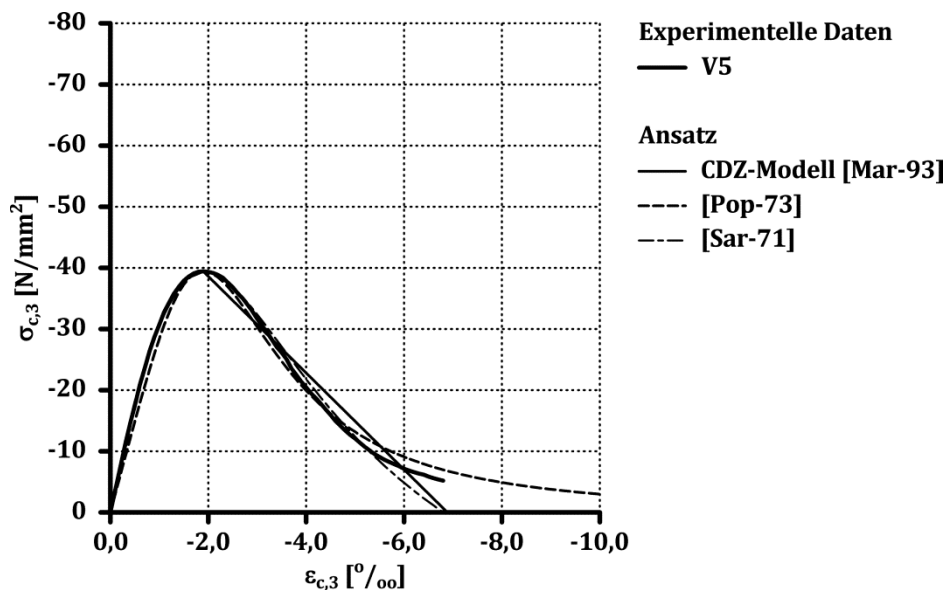


Bild 3-6: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie V5 gemäß dem CDZ-Modell [Mar-93] sowie der Ansätze nach POPOVICS [Pop-73] und SARGIN [Sar-71]

Für die an Prismen der Serie V4 mit $b = 10$ cm und $\lambda = 2,0$ experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehung kann eine Übereinstimmung mit dem CDZ-Modell [Mar-93] gefunden werden. Die Ansätze nach POPOVICS [Pop-73] und SARGIN [Sar-71] unterschätzen die Beanspruchbarkeit nach Überschreiten der Bruchstauchung unter einaxialer Druckbeanspruchung (Bild 3-7).

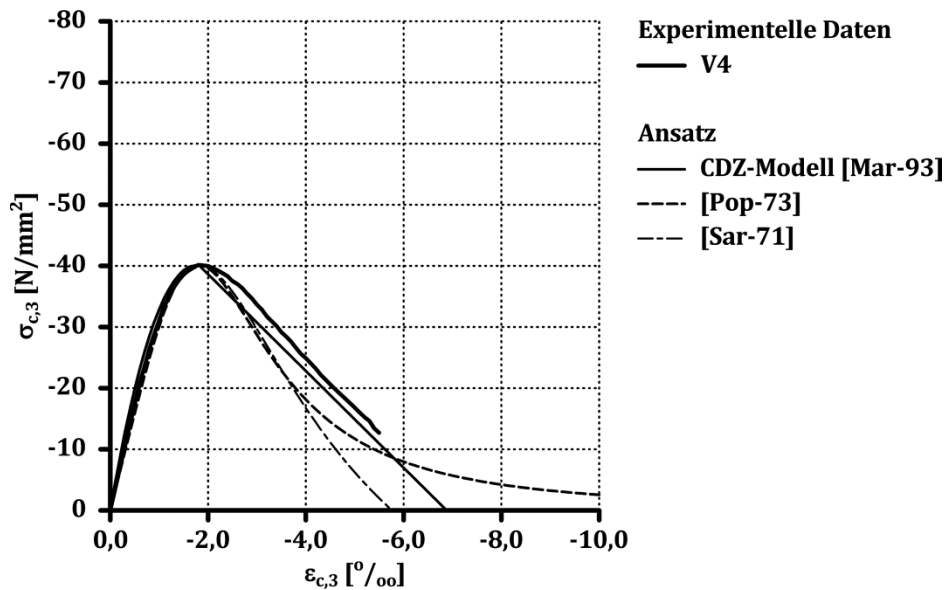


Bild 3-7: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie V4 gemäß dem CDZ-Modell [Mar-93] sowie der Ansätze nach POPOVICS [Pop-73] und SARGIN [Sar-71]

Erwartungsgemäß ist die Abbildung der an dem Zylindern aus normalfestem Beton mit einer Körperschlankheit von $\lambda = 3,0$ experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung mit dem CDZ-Modell besser als mit den Ansätzen nach POPOVICS [Pop-73] und SARGIN [Sar-71] (Bild 3-8). Die Ansätze nach POPOVICS [Pop-73] und SARGIN [Sar-71] ermöglichen aufgrund deren Modellparameter nicht, den Einfluss der Körperschlankheit auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung zu berücksichtigen.

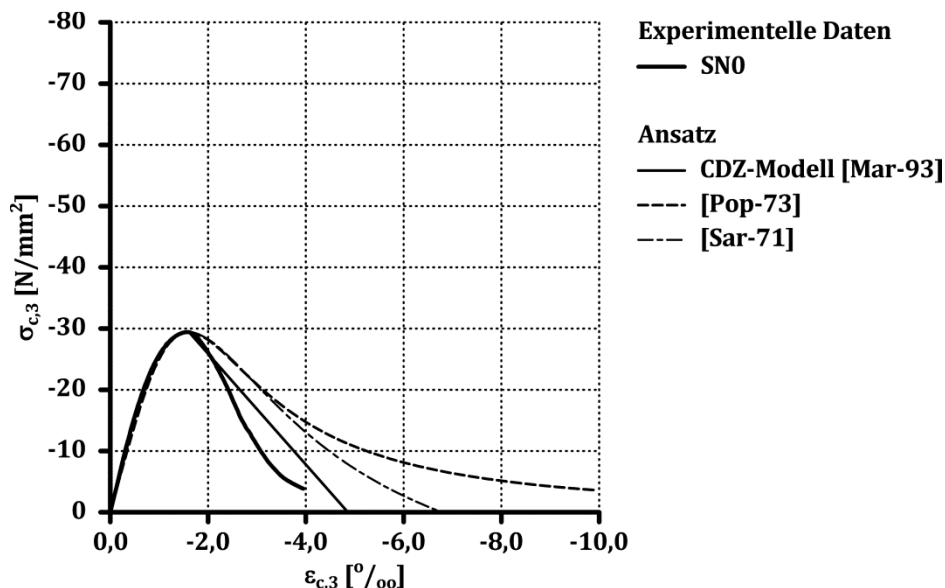


Bild 3-8: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen des Versuchskörpers SN0 gemäß dem CDZ-Modell [Mar-93] sowie der Ansätze nach POPOVICS [Pop-73] und SARGIN [Sar-71]

Die Abbildung des Verhaltens des hochfesten Betons kann mit dem CDZ-Modell [Mar-93] und dem Ansatz nach SARGIN [Sar-71] hinreichend genau erfolgen (Bild 3-9). Der

3 Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung

Ansatz nach POPOVICS [Pop-73] überschätzt die Beanspruchbarkeit nach Überschreiten der Bruchstauchung.

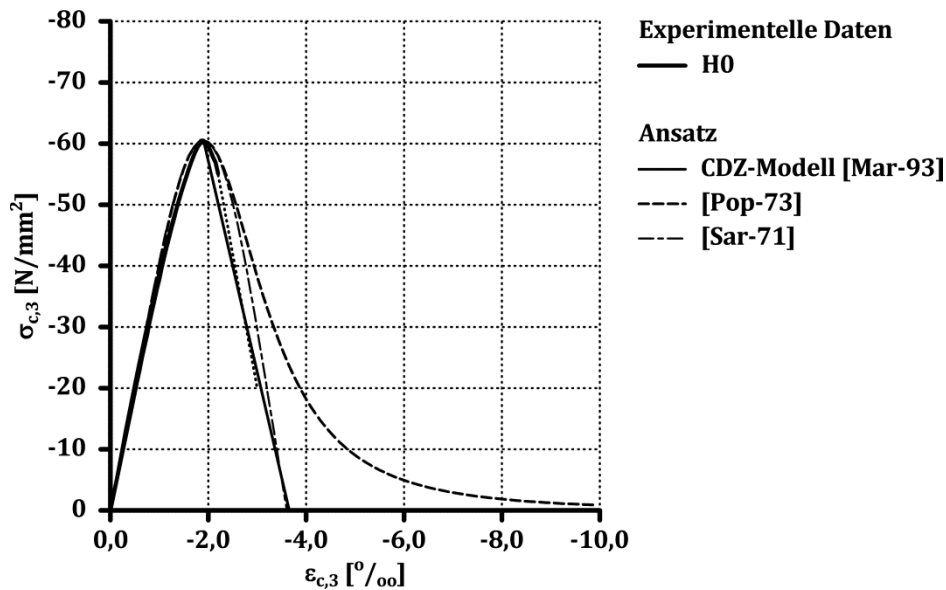


Bild 3-9: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie H0 gemäß dem CDZ-Modell [Mar-93] sowie der Ansätze nach POPOVICS [Pop-73] und SARGIN [Sar-71]

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass bei Verwendung von Zylindern sowie Prismen mit $b = 15$ cm mit einer Körperschlankheit von $\lambda = 2,0$ und der eigenen Prüf- und Auswertungsmethodik eine Übereinstimmung zwischen den experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen und dem Ansatz nach SARGIN [Sar-71] sowie dem CDZ-Modell [Mar-93] gefunden werden kann.

3.3.3 Eigener Ansatz

Das messtechnisch erfasste Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper wird in der vorliegenden Arbeit in eine Spannungs-Stauchungsbeziehung umgeformt unter der in der wissenschaftlichen Praxis üblichen Annahme, dass die Prüfkraft bezogen auf den Ursprungsquerschnitt der Materialspannung entspricht (Anhang C). Die in den experimentellen Untersuchungen festgestellte Ablösung einzelner Betonschollen nach Überschreiten der Bruchstauchung bleibt unberücksichtigt.

Die Ergebnisse von MARKESET [Mar-93], MIER [Mie-86] sowie SANGHA & DHIR [San-72] verdeutlichen, dass bei Betonkörpern mit einer Schlankheit von $\lambda > 2,5$ die Ausdehnung der Bruchprozesszone, d. h. die Versuchskörperlänge, über die sich nach Überschreiten der Bruchstauchung einzelne Bruchschollen ablösen, näherungsweise gleich ist. Es ergibt sich eine von der Körperschlankheit unabhängige Materialspannung, d. h. die verbleibende Querschnittsfläche ist nahezu identisch (Bild 3-10).

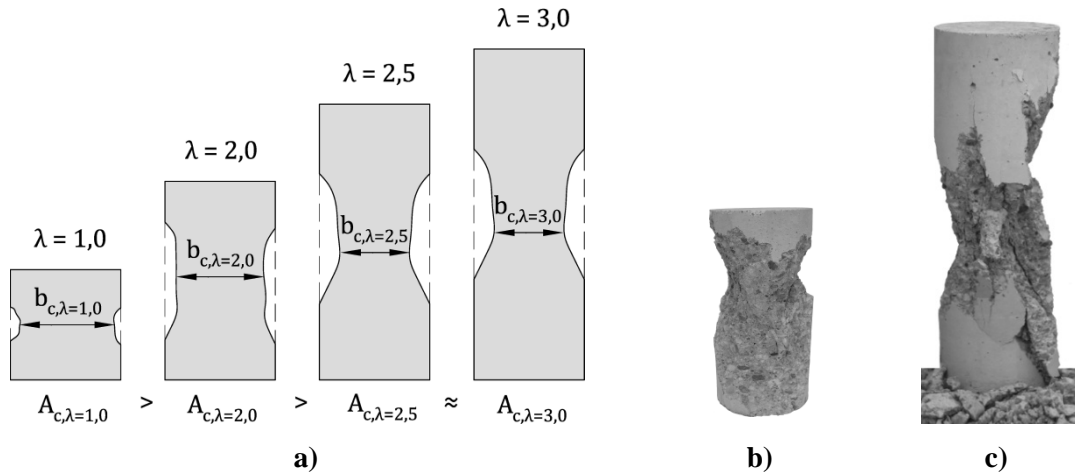


Bild 3-10: Einfluss der Körperschlankheit auf die verbleibende Querschnittsfläche von Betonkörpern nach Überschreiten der Bruchstauchung unter einaxialer Druckbeanspruchung

- a) Schematische Darstellung
- b) Versuchskörper der Serie N0 ($\lambda = 2,0$)
- c) Versuchskörper SN0 ($\lambda = 3,0$)

Unter der Annahme, dass die Materialspannung nach Überschreiten der Bruchstauchung lokal konstant ist und der einaxialen Druckfestigkeit entspricht, kann der abfallende Ast des Last-Verformungsverhaltens eines Betonkörpers durch eine veränderliche Querschnittsfläche beschrieben werden. In der vorliegenden Arbeit wird angenommen, dass die Körperschlankheit mit der veränderlichen verbleibenden Querschnittsfläche des Betonkörpers nach Überschreiten der Bruchstauchung korreliert.

Die Abbildung des Separationsverhaltens des nicht umschnürten Betonquerschnitts zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder erfolgt in der vorliegenden Arbeit durch die Anpassung der Körperschlankheit in dem Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung. Aufgrund der Vielzahl der zu berücksichtigenden Modellparameter erscheint hierzu die Anwendung des CDZ-Modells zu komplex.

Aufbauend auf der Beschreibung von SARGIN [Sar-71] wird ein eigener Ansatz für den Parameter D entsprechend Gl. (2-25) formuliert, der die Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung in Abhängigkeit von der Körperschlankheit abbildet.

Der Plastizitätsfaktor entsprechend Gl. (2-23) entwickelt sich mit zunehmender einaxialer Druckfestigkeit von Beton gegen $k_c = 1,0$, da sich die Plastizität von Beton mit zunehmender einaxialer Druckfestigkeit reduziert. Der Kehrwert des Plastizitätsfaktors ist vergleichbar zu dem Verhältnis der plastischen und der elastischen Energie gemäß dem CDZ-Modell [Mar-93] nach Gl. (3-1).

$$\frac{W^{pl}}{W^{el}} \Leftrightarrow k_c^{-1} \quad \text{Gl. (3-1)}$$

3 Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung

Bei sonst identischen Materialkennwerten kann für $D \rightarrow \infty$ eine plastische sowie für $D \rightarrow 0$ eine spröde Materialentfestigung dargestellt werden. Zur Erfassung der zunehmenden Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung mit steigender einaxialer Druckfestigkeit ist der Parameter D zu definieren, so dass

$$k_c \rightarrow 1 \Leftrightarrow D \rightarrow 0 \quad \text{Gl. (3-2)}$$

gilt. Dieser Zusammenhang kann mit

$$D = 1 - k_c^{-1} \geq 0 \quad \text{Gl. (3-3)}$$

beschrieben werden. Bei Erhöhung der Körperschlankheit nimmt die Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung zu (Bild 3-1), d. h. es gilt:

$$\lambda \rightarrow \infty \Leftrightarrow D \rightarrow 0. \quad \text{Gl. (3-4)}$$

Zusätzlich soll für eine Körperschlankheit von $\lambda = 2,0$ weiterhin Gl. (3-3) Gültigkeit besitzen. Dies kann abgebildet werden mit

$$D = \frac{2,0}{\lambda} - k_c^{-1} \geq 0. \quad \text{Gl. (3-5)}$$

In Bild 3-11 und Bild 3-12 sind die rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen des normal- bzw. hochfesten Betons entsprechend Tabelle 2-4 unter Variation der Körperschlankheit gemäß dem eigenen Ansatz dargestellt.

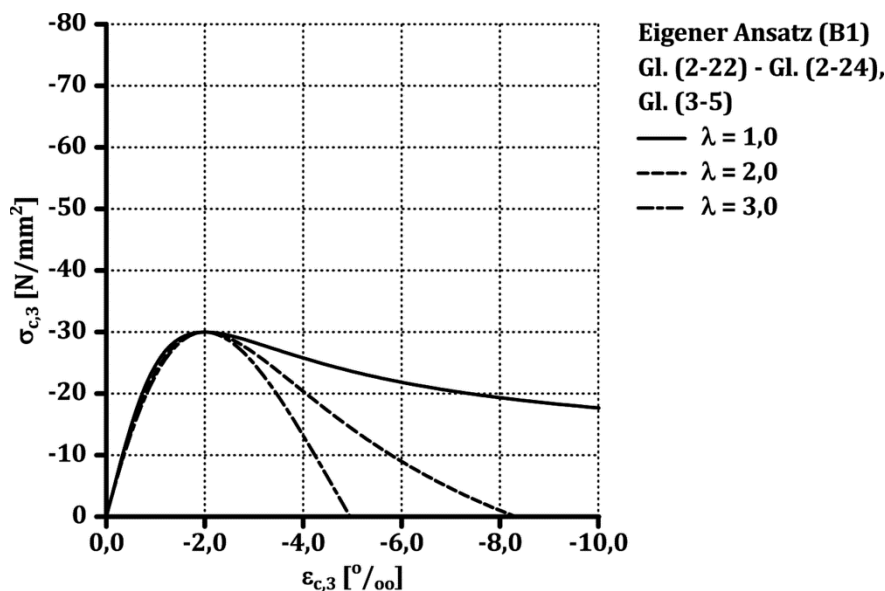


Bild 3-11: Rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen des normalfesten Betons bei Variation der Körperschlankheit gemäß dem eigenen Ansatz

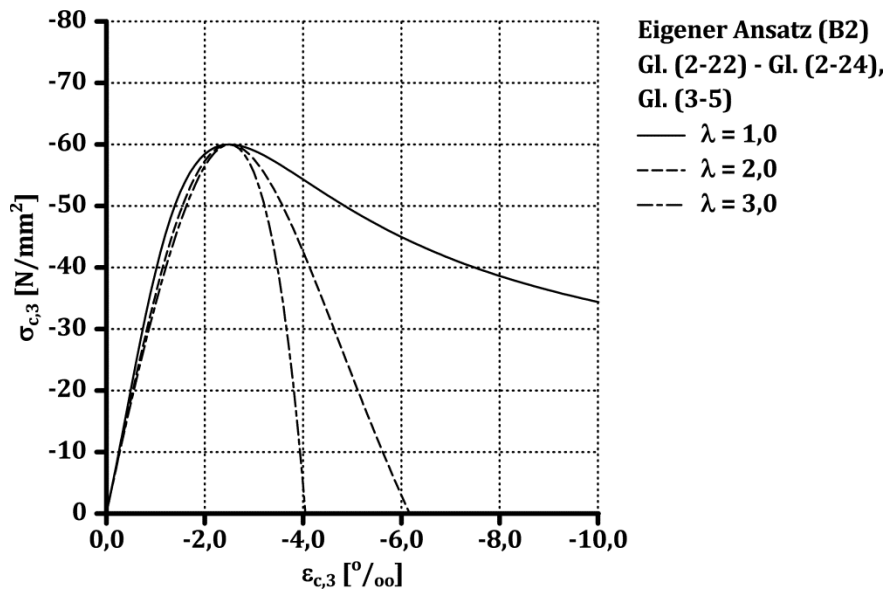


Bild 3-12: Rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen des hochfesten Betons bei Variation der Körperschlankheit gemäß dem eigenen Ansatz

Durch die Reduktion der Körperschlankheit kann mit dem eigenen Ansatz für den Parameter D eine geringere Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung abbilden werden.

3.3.4 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz

Die experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N0, V5 und H0 sowie des Versuchskörpers SN0 können mit der Formulierung des Parameters D gemäß Gl. (3-5) beschrieben werden (Bild 3-13, Bild 3-14).

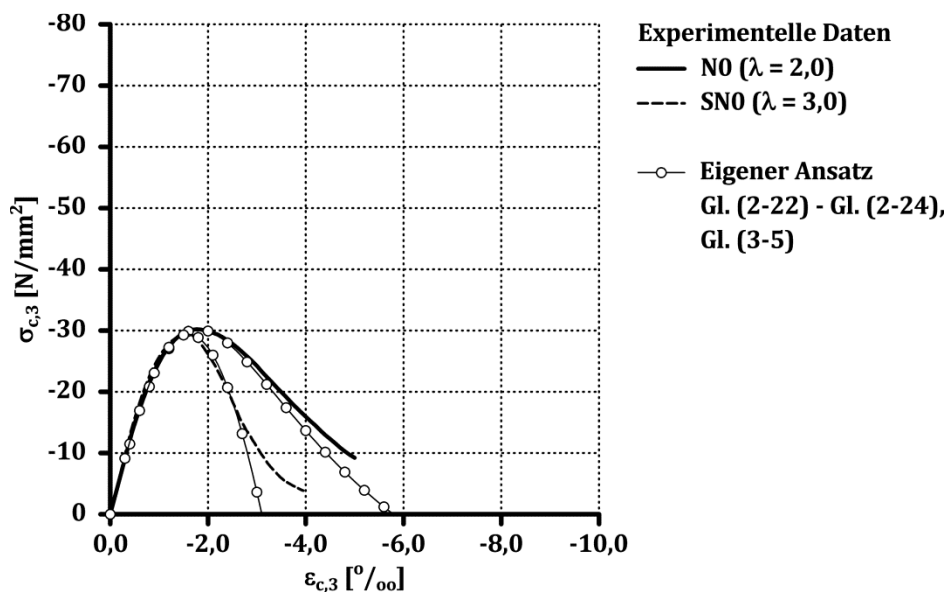


Bild 3-13: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie N0 und des Versuchskörpers SN0 gemäß dem eigenen Ansatz

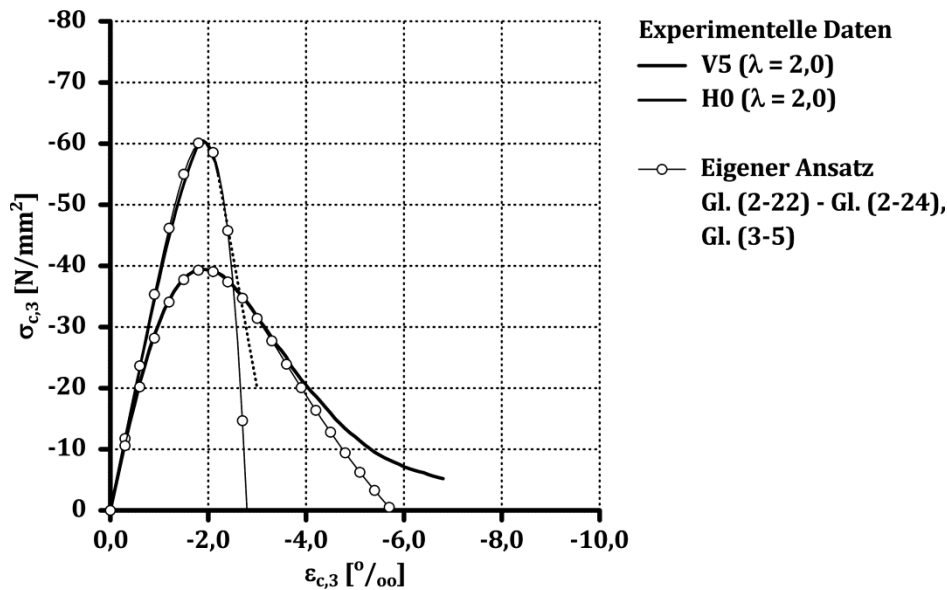


Bild 3-14: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien V5 und H0 gemäß dem eigenen Ansatz

3.4 Querverformungsverhalten

3.4.1 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen

In Bild 3-15 ist der experimentell ermittelte Zusammenhang zwischen dem Querverformungskoeffizienten und der Betonstauchung der Serien N0 und H0 dargestellt. Bis zu einer Stauchung von etwa $\varepsilon_{c,3} = -0,2 \text{ ‰}$ liefern die Querdehnungsmessstreifen keine plausiblen Messsignale. Auf eine Darstellung des Verlaufs des Querverformungskoeffizienten bis zu dieser Stauchung wird verzichtet.

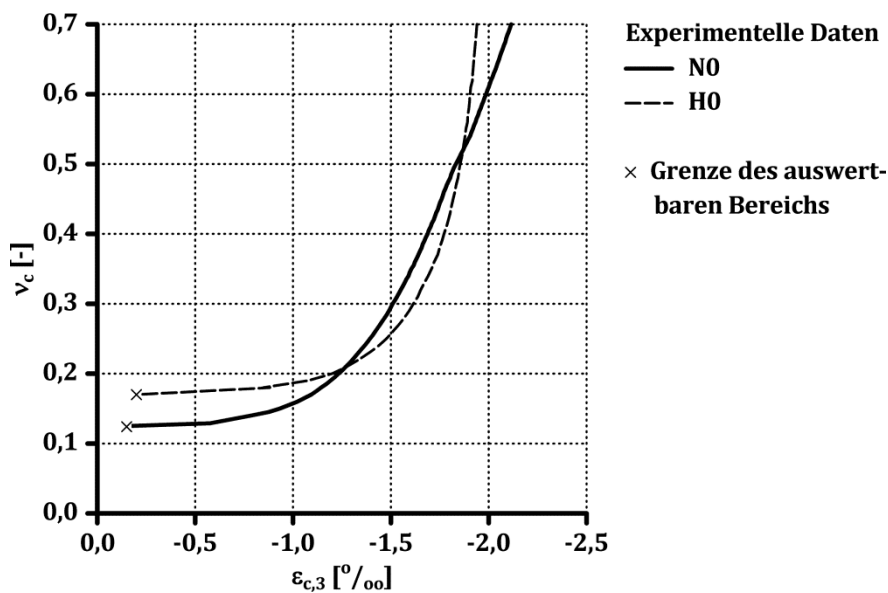


Bild 3-15: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen dem Querverformungskoeffizient und der Betonstauchung der Serien N0 und H0

Der Querverformungskoeffizient der Serien N0 und H0 ist bei geringer Betonstauchung nahezu konstant. Nach Überschreiten einer Stauchung von etwa $\varepsilon_{c,3} = -0,8$ bzw. $-0,9$ ‰, welche einem Beanspruchungsniveau von etwa 60 bzw. 70 % der einaxialen Druckfestigkeit entspricht und kennzeichnend für den Übergang zwischen der Mikro- und Makrorissbildung ist (Bild 2-11), wird der Verlauf des Querverformungskoeffizienten nichtlinear. Der Querverformungskoeffizient bei Übergang zwischen dem nichtlinearen und dem nahezu linearen Verlauf wird in der vorliegenden Arbeit als Bruchquerverformungskoeffizient $\nu_{c,u}$ definiert. Der Bruchquerverformungskoeffizient wird graphisch bestimmt (Bild 3-16). In Tabelle 3-7 sind die ermittelten Werte der Serien N0 und H0 zusammengefasst.

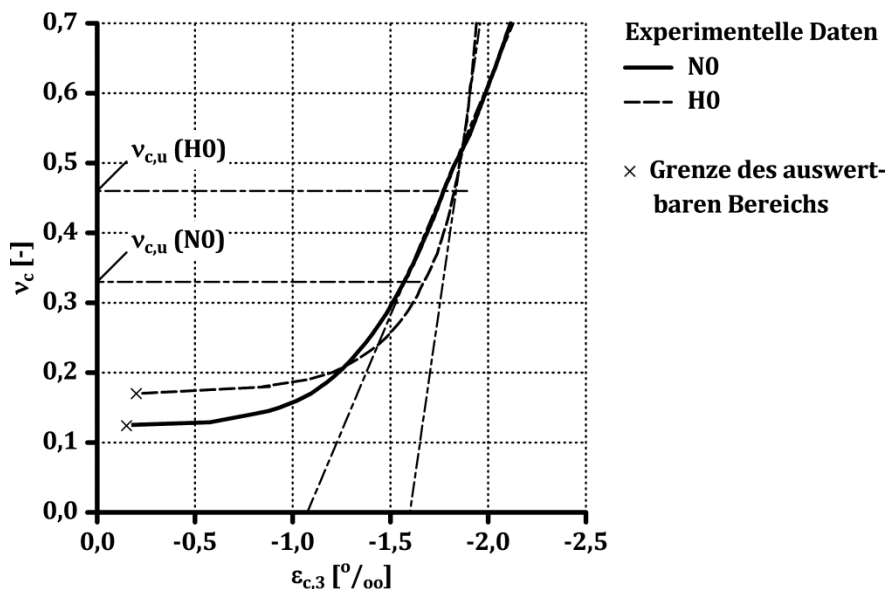


Bild 3-16: Bruchquerverformungskoeffizient der Serien N0 und H0

Tabelle 3-7: Bruchquerverformungskoeffizient der Serien N0 und H0 abgeleitet aus experimentellen Daten

Bezeichnung	N0	H0
$\nu_{c,u}$ [-]	0,33	0,46

Der Bruchquerverformungskoeffizient wird auf einem Druckspanungsniveau von etwa 95 % der einaxialen Druckfestigkeit erreicht.

Bild 3-17 zeigt den experimentell ermittelten Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Betonstauchung der Serien N0 und H0. Da bis zu einer Betonstauchung von etwa $\varepsilon_{c,3} = -0,2$ ‰ die Messsignale der Querdehnungsmessstreifen nicht auswertbar sind, wird der Verlauf der Volumenänderung in diesem Bereich logisch erweitert.

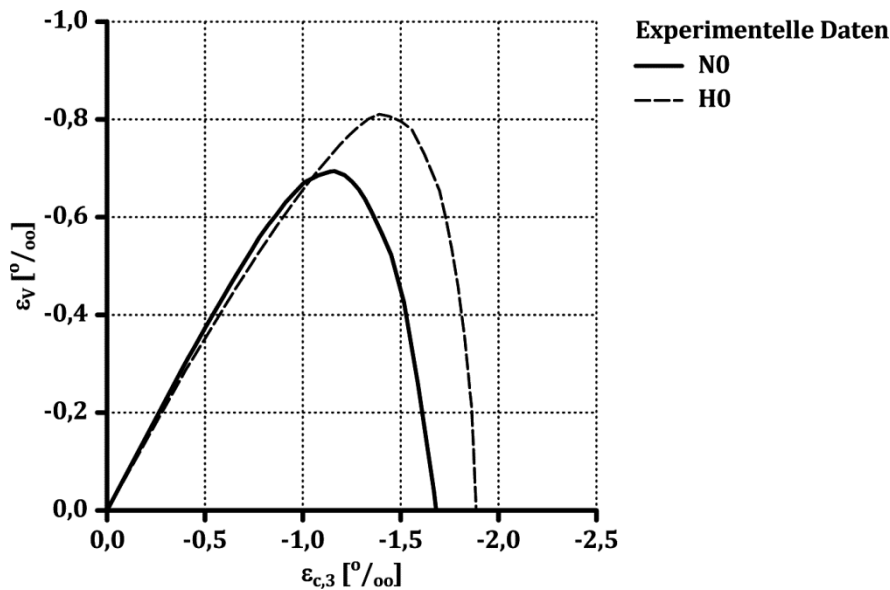


Bild 3-17: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Betonstauchung der Serien N0 und H0

Die Volumenänderung nimmt bis zu einer Stauchung von etwa 0,8 bzw. 0,9 ‰ stetig zu. Das Minimum der Volumenänderung wird bei der Serie N0 bzw. H0 bei etwa 60 bzw. 70 % der Bruchstauchung erreicht. Vor Erreichen der Bruchstauchung ist die Volumenabnahme durch die Makrorissbildung eliminiert.

3.4.2 Beschreibung experimenteller Ergebnisse mit dem Ansatz aus der Literatur

Die experimentell ermittelte Volumenänderung kann mit den in Tabelle 3-8 enthaltenen Modellparametern hinreichend genau mit dem Ansatz nach PANTAZOPOULOU & MILLES [Pan-95] (Gl. (2-47), Gl. (2-48)) abgebildet werden (Bild 3-18).

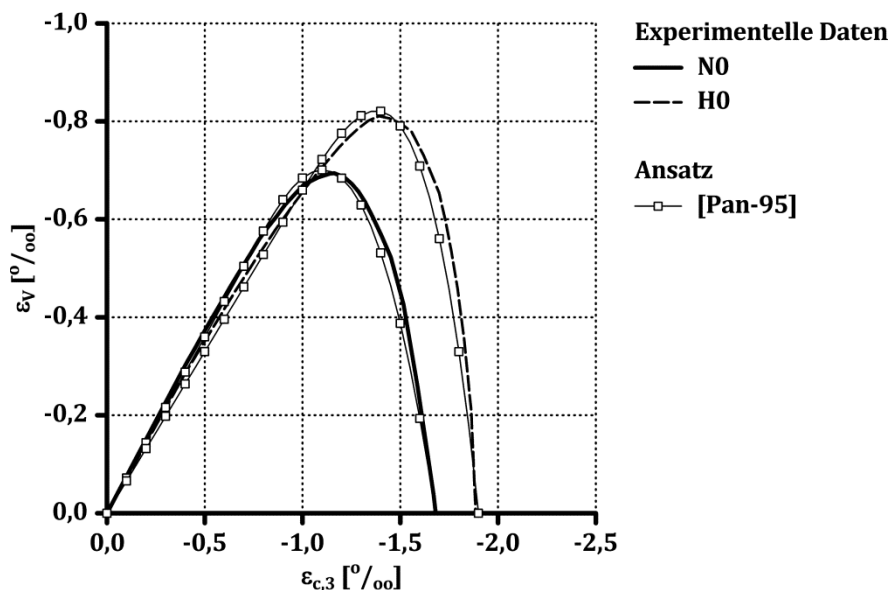


Bild 3-18: Experimentell und rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Betonstauchung der Serien N0 und H0

Tabelle 3-8: Verwendete Modellparameter zur Beschreibung der Volumenänderung von Beton gemäß dem Ansatz nach PANTAZOPOULOU & MILLES [Pan-95]

Bezeichnung		N0	H0
$\nu_{c,0}$	[-]	0,14	0,17
$\varepsilon_{c,l}$	[‰]	-0,8	-0,9
$\varepsilon_{c,V0}$	[‰]	-1,7	-1,8
C	[-]	2,5	3,6

Mit Gl. (2-49) und den in Tabelle 3-8 zusammengefassten Modellparametern wird der Verlauf des Querverformungskoeffizienten rechnerisch beschrieben (Bild 3-19).

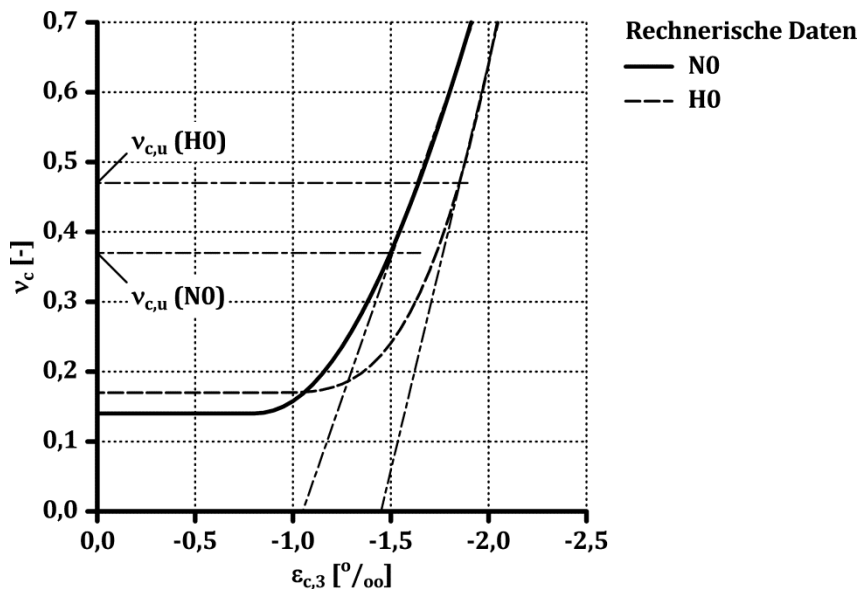


Bild 3-19: Rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen dem Querverformungskoeffizienten und der Betonstauchung der Serien N0 und H0

Der aus den rechnerischen Daten ermittelte Bruchquerverformungskoeffizient der Serien N0 und H0 weist eine gute Übereinstimmung mit dem Bruchquerverformungskoeffizienten abgeleitet aus dem experimentellen Zusammenhang zwischen dem Querverformungskoeffizienten und der Betonstauchung auf (Tabelle 3-9).

Tabelle 3-9: Bruchquerverformungskoeffizient der Serien N0 und H0 abgeleitet aus experimentellen und rechnerischen Daten

Bezeichnung		N0	H0
$(\nu_{c,u})_{exp}$ (Tabelle 3-7)	[-]	0,33	0,46
$(\nu_{c,u})_{cal}$	[-]	0,37	0,47

3.5 Darstellung der erarbeiteten Grundlagen

Zur Beschreibung des Traganteils des nicht umschnürten Betons zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder wurde die Spannungs-Stauchungsbeziehung eines normal- bzw. hochfesten Betons untersucht.

In Hinblick auf die in Kapitel 4 folgende Untersuchung des Einflusses von Stahlfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton wurde überprüft, ob die eigene experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton mit einem Ansatz entsprechend Kapitel 2.3.1 beschrieben werden kann.

Der in den eigenen experimentellen Untersuchungen festgestellte Einfluss der Versuchskörperquerschnittsform und der Versuchskörperschlankheit auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung konnte auf Basis von Untersuchungsergebnissen aus der Literatur erläutert werden.

Die an Zylindern bzw. Prismen mit einer Kantenlänge von $b = 15$ cm und einer Körperschlankheit von $\lambda = 2,0$ experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen konnten in guter Übereinstimmung mit dem Ansatz nach SARGIN [Sar-71] sowie dem CDZ-Modell nach MARKESET [Mar-93] abgebildet werden. Die Wirkung einer veränderlichen Körperschlankheit auf den abfallenden Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung konnte lediglich mit dem CDZ-Modell erfasst werden.

Die Abbildung des Separationsverhaltens des nicht umschnürten Betonquerschnitts zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder erfolgt in der vorliegenden Arbeit über den Einfluss der Körperschlankheit auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung. Bei Erhöhung der Körperschlankheit nimmt die Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung aufgrund der geringeren verbleibenden Betonquerschnittsfläche nach Überschreiten der Bruchstauchung zu. Aufgrund der Vielzahl von Modellparametern, die zur Anwendung des CDZ-Modells erforderlich sind, wurde ein eigener Ansatz zur Abbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton in Anlehnung an die Formulierung von SARGIN [Sar-71] erarbeitet, welcher den Einfluss der Körperschlankheit auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung berücksichtigt.

Als Grundlage zur Beschreibung der Umschnürungswirkung der Querbewehrung wurde das Querverformungsverhalten normal- und hochfester Betone experimentell untersucht und mit dem Ansatz nach PANTAZOPOULOU & MILLES [Pan-95] abgebildet. Aus dem experimentell ermittelten Zusammenhang zwischen der Querverformung und der Betonstauchung wurde der Bruchquerverformungskoeffizient abgeleitet, der in der vorliegenden Arbeit den Übergang zwischen der nichtlinearen und der nahezu linearen Zunahme des Querverformungskoeffizienten kennzeichnet.

4 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

4.1 Zielsetzung

Zur Analyse, ob der in der Literatur dargestellte Einfluss der Stahlfasern auf das Last-Verformungsverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder in der vorliegenden Arbeit über den Traganteil des nicht umschnürten Betons erfasst werden kann, wird überprüft, ob die eigene experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung mit einem der Literatur entnommenen Ansatz entsprechend Kapitel 2.3.2 abgebildet werden kann.

Die Wirkungsweise von Stahlfasern auf den in der vorliegenden Arbeit definierten Bruchquerverformungskoeffizienten kann auf Basis der wenigen Literaturangaben zum Querverformungsverhalten von Stahlfaserbeton nicht beurteilt werden. Um einen möglichen Effekt der Stahlfasern auf den Zusammenhang zwischen der Querverformung des Betons und der Dehnung der Querbewehrung erfassen zu können, wird das Querverformungsverhalten von Stahlfaserbeton analog zu Nullbeton untersucht und beschrieben.

4.2 Eigenes Versuchsprogramm

Zur Analyse des Verhaltens von Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung werden experimentelle Untersuchungen an Zylindern unter Variation

- der Betondruckfestigkeit (BDF),
- der Körperschlankheit λ ,
- der Stahlfaserschlankheit l_f/d_f (Tabelle 4-1),
- der Verankerungsart der Stahlfaser (VA) (Bild 4-1),
- der Stahlfaserfestigkeit (Tabelle 4-1) und
- des Stahlfasermassengehalts m_f

unter verformungsgeregelter Belastung mit einer Geschwindigkeit von $v = 0,01$ mm/s durchgeführt (Tabelle 4-2, Tabelle 4-3). Weitere Hinweise zur Herstellung der Versuchskörper sind in Anhang B zusammengefasst. Für die vergleichende Untersuchung des Einflusses der Stahlfasern auf das Verhalten von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung wird die in Anhang C dargestellte eigene Prüf- und Auswertungsmethodik verwendet.

Neben der Spannungs-Stauchungsbeziehung werden begleitend die Biegezugfestigkeit gemäß der RICHTLINIE STAHLFASERBETON [DAf-10] sowie die Spaltzugfestigkeit entsprechend DIN EN 12390-6 [DIN-10] geprüft.

4 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

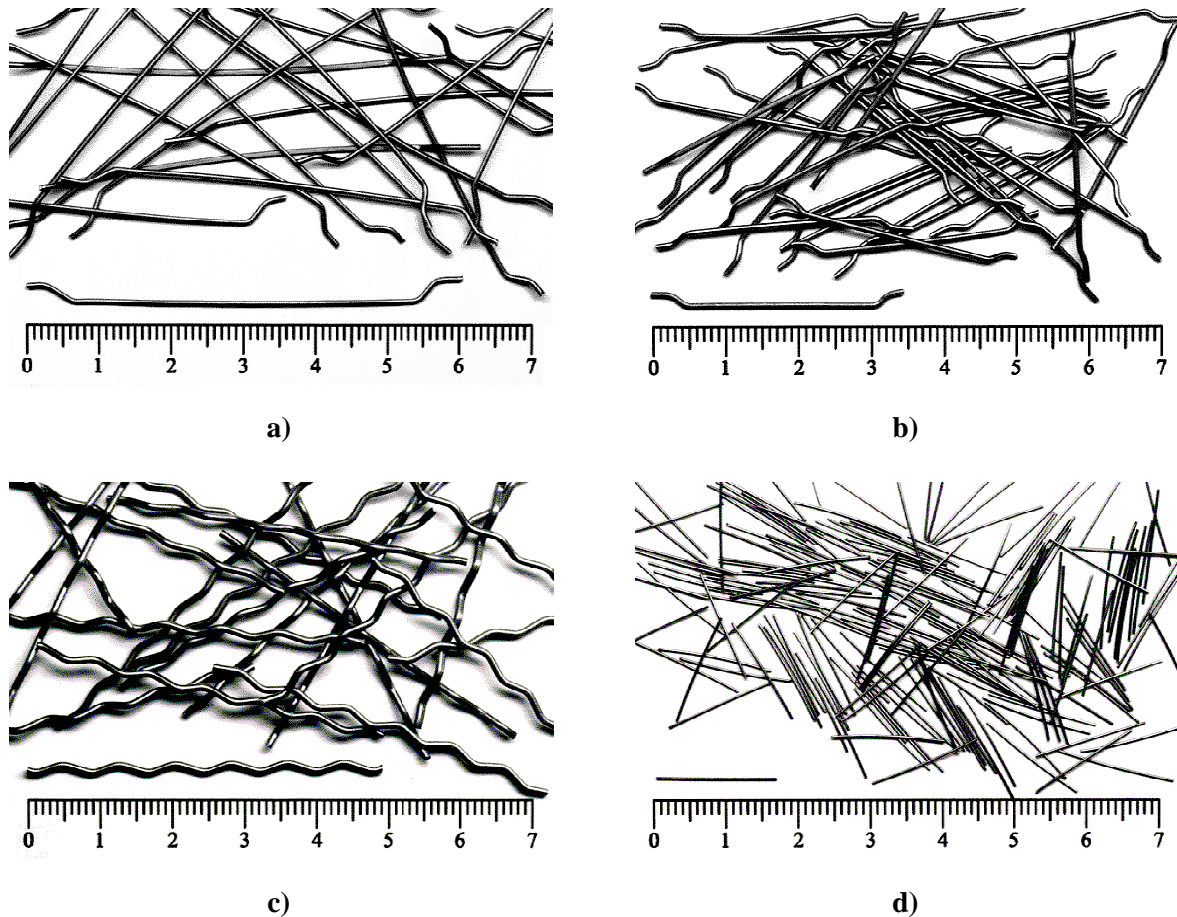


Bild 4-1: Verwendete Stahlfasertypen
a) Typ A, b) Typ B, c) Typ C, d) Typ D

Tabelle 4-1: Eigenschaften der verwendeten Stahlfasertypen

Bezeichnung		Typ A	Typ B	Typ C	Typ D
l_f/d_f	[-]	$60/0,8 = 75$	$35/0,8 = 43,75$	$50/1,0 = 50$	$16/0,4 = 40$
VA	[-]	gekröpft	gekröpft	gewellt	gerade
f_t^f	[N/mm ²]	$1550 \pm 15 \%$	$2400 \pm 15 \%$	$1100 \pm 15 \%$	$1250 \pm 15 \%$

Die Variationsparameter der Stahlfaserzugabe werden so gewählt, dass die wesentlichen Einflussfaktoren auf das Verhalten von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung berücksichtigt werden (Stahlfaseranzahl, Stahlfasereigenschaft (Kapitel 2.3.2)). Die Orientierung der Stahlfasern in der Betonmatrix kann nicht aktiv beeinflusst werden. Die sich eingestellte prozentuale Verteilung der Stahlfasern in den drei Hauptrichtungen der Versuchskörper wird ermittelt und dokumentiert (Kapitel 4.3).

4 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

Tabelle 4-2: Versuchsparmeter der Serie N aus normalfestem Beton

Bezeichnung		N1	N2	N3	N4	SN1	N5	N6
n	[Anz.]	6	6	6	6	1	6	6
ϕ	[cm]	15	15	15	15	20	15	15
λ	[-]	2,0	2,0	2,0	2,0	3,0	2,0	2,0
Stahlfasertyp ¹⁾	[-]	A	A	A	B	B	C	D
m_f	[kg/m ³]	15	30	60	45	45	60	60

¹⁾ entsprechend Tabelle 4-1

Tabelle 4-3: Versuchsparmeter der Serie H aus hochfestem Beton

Bezeichnung		H1	H2	SH1	H3	H4	H5	H6
n	[Anz.]	6	6	1	6	6	6	6
ϕ	[cm]	15	15	20	15	15	15	15
λ	[-]	2,0	2,0	3,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Stahlfasertyp ¹⁾	[-]	B	B	B	B	B	C	D
m_f	[kg/m ³]	60	90	90	120	150	60	45

¹⁾ entsprechend Tabelle 4-1

4.3 Stahlfaserorientierung

Bei einer dreidimensionalen Ausrichtung der Stahlfasern in der Betonmatrix wirkt sich die Zugabe von Stahlfasern auf das Verhalten von Beton in den drei Hauptrichtungen in gleicher Weise aus. Die Orientierung der Stahlfasern in der Betonmatrix wird u. a. durch die Schalungsflächen, das Betonierverfahren und den Herstellungsprozess beeinflusst, so dass sich eine freie dreidimensionale Verteilung im Allgemeinen nicht einstellt [Lin-96].

Die Ermittlung der Stahlfaserorientierung erfolgt mit dem in Anhang D dargestellten Messverfahren, welches eine maximale Probenabmessung von 15 cm erfordert. Eine Bestimmung der Stahlfaserorientierung in den eigenen Versuchskörpern ist somit nicht zerstörungsfrei möglich (Tabelle 4-2, Tabelle 4-3). Nach Beendigung der experimentellen Untersuchung wird die prozentuale Verteilung der Stahlfasern vergleichend in den Zylindern, an denen die Spaltzugprüfung gemäß DIN EN 12390-6 [DIN-10] durchge-

4 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

führt wird, sowie in Würfeln, die den Balken der Biegezugprüfung gemäß der RICHTLINIE STAHLFASERBETON [DAF-10] links und rechts vom maßgebenden Biegeriss entnommen werden, bestimmt. Eine Ermittlung der Stahlfaserorientierung in den Zylindern, an denen die Spannungs-Stauchungsbeziehung bestimmt wird, ist aufgrund des teilweise hohen Querschnittsverlusts nach Beendigung der experimentellen Untersuchung nicht möglich. In der vorliegenden Arbeit wird angenommen, dass die Stahlfasern in Zylindern eine vergleichbare Orientierung aufweisen.

In Bild 4-2 und Bild 4-3 ist die ermittelte prozentuale Verteilung der Stahlfasern ξ in den drei Hauptrichtungen der Versuchskörper dargestellt. Die Richtung 3 entspricht jeweils der Betonierrichtung. Bei der Serie H3 und H4 können aufgrund der hohen Stahlfasergehalte keine Würfel aus den Balken entnommen werden.

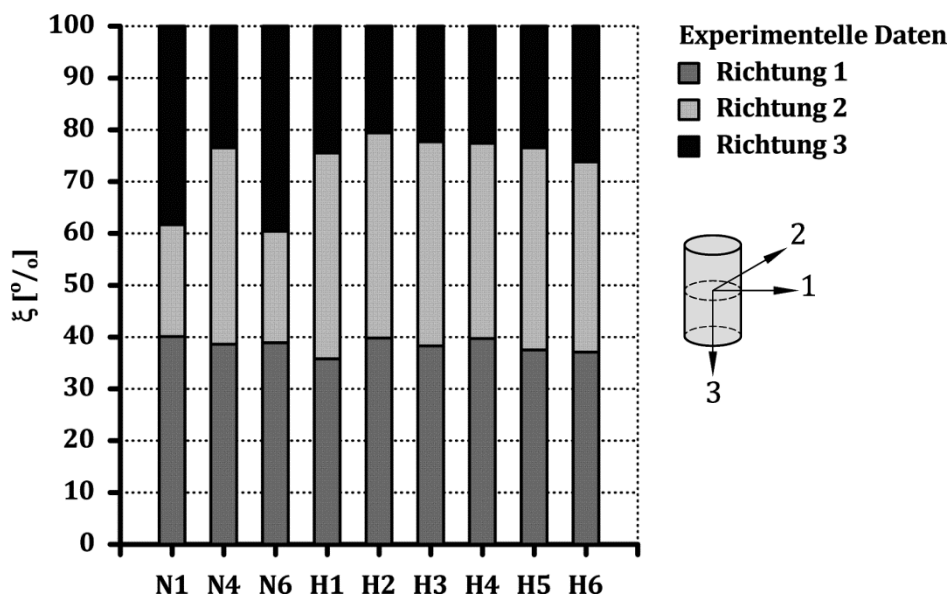


Bild 4-2: Ermittelte Stahlfaserorientierung in den Zylindern

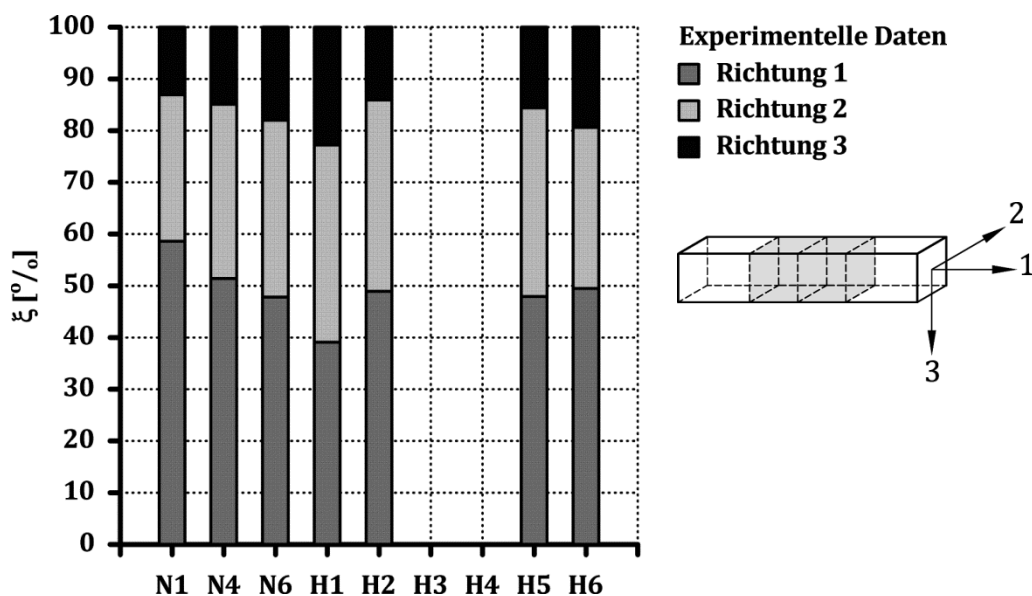


Bild 4-3: Ermittelte Stahlfaserorientierung in den Würfeln

In den Zylindern orientieren sich im Mittel etwa $\xi = 27 \%$ der Stahlfasern primär in Betonierrichtung sowie etwa $\xi = 38$ bzw. 35% in die Richtung 1 und 2. Bis auf die Serien N1 und N6 zeigt sich diese Verteilung unabhängig vom Stahlfasertyp und der Betonrezeptur. Der Variationskoeffizient der Stahlfaserorientierung beträgt für die drei Hauptrichtungen etwa $V = 26, 4$ bzw. 22% . Unter einaxialer Druckbeanspruchung leisten die Stahlfasern mit Orientierung in Befüllrichtung keinen Beitrag an der Überbrückung der entstehenden Längsrisse parallel zur Hauptbeanspruchungsrichtung. Der Einfluss der Stahlfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung resultiert somit im Wesentlichen aus im Mittel etwa 73% der zugegebenen Stahlfasermenge.

Die Orientierung der Stahlfasern in den aus den Balken entnommenen Würfeln weist eine Verteilung im Mittel von etwa $\xi = 17 \%$ in Befüllrichtung sowie von etwa $\xi = 48 \%$ in Balkenlängsachse und $\xi = 35 \%$ quer zur Balkenlängsachse auf. Der Variationskoeffizient der Stahlfaserorientierung beträgt etwa $V = 20, 12$ bzw. 10% für die drei Hauptrichtungen. Unter Biegezugbeanspruchung beeinflussen die in Richtung 1 orientierten Stahlfasern im Wesentlichen das Verhalten. Die experimentell ermittelte Biegezugfestigkeit wird somit von etwa der Hälfte des dosierten Stahlfasermassengehalts bestimmt.

4.4 Spannungs-Stauchungsbeziehung

4.4.1 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen

In Bild 4-4 bis Bild 4-7 sind die experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der normal- und hochfesten Stahlfaserbetone zusammengefasst. Zusätzlich sind die Spannungs-Stauchungsbeziehungen des Nullbetons N0 bzw. H0 gemäß Abschnitt 3.3.1 dargestellt. Tabelle 4-4 und Tabelle 4-5 zeigt die experimentell ermittelten Materialkennwerte. Anhang E enthält eine detaillierte Zusammenfassung der Ergebnisse der Zugfestigkeitsprüfung gemäß der RICHTLINIE STAHLFASERBETON [DAf-10] bzw. DIN EN 12390-6 [DIN-10].

Sowohl für den normal- als auch für den hochfesten Beton zeigt sich in der Spannungs-Stauchungsbeziehung der Einfluss der Stahlfasern. Die Bruchstauchung nimmt zu und die Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung wird flacher. Eine Veränderung in der Steifigkeit des ansteigenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung infolge der Stahlfasern ist bis etwa 70% der einaxialen Druckfestigkeit nicht erkennbar.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit kann keine Aussage zum Einfluss der Stahlfasern auf die einaxiale Druckfestigkeit vorgenommen werden, da nicht in allen Serien die Druckfestigkeit des Nullbetons der gleichen Herstellungscharge geprüft wird.

4 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

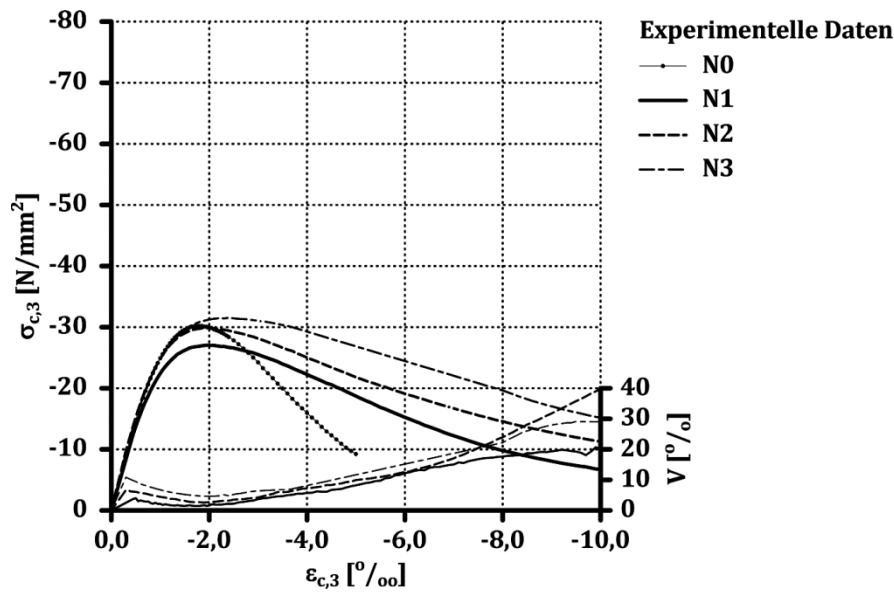


Bild 4-4: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie N (Teil 1)

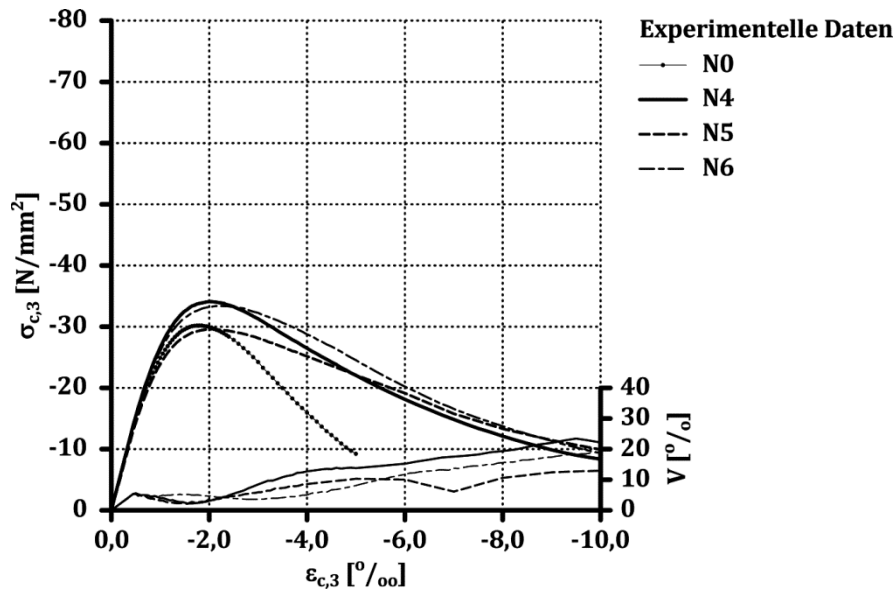


Bild 4-5: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie N (Teil 2)

Tabelle 4-4: Experimentell ermittelte Materialkennwerte der Serie N

Bezeichnung		N1	N2	N3	N4	N5	N6
$f_{c,u}^f$	[N/mm ²]	-27,1	-29,9	-31,5	-34,1	-29,6	-33,4
$\varepsilon_{c,u}^f$	[‰]	-2,0	-2,0	-2,4	-2,0	-2,1	-2,2
$E_{c,\sigma}^f$	[kN/mm ²]	28,4	31,5	30,8	31,4	29,5	31,6
$f_{ct,fl}^f$	[N/mm ²]	3,0	3,8	5,3	3,7	4,4	3,7
$f_{ct,fl,L1/2}^f$	[N/mm ²]	2,2 / 1,7	3,1 / 2,5	5,0 / 3,4	3,2 / 1,8	4,2 / 2,2	1,9 / 0,7

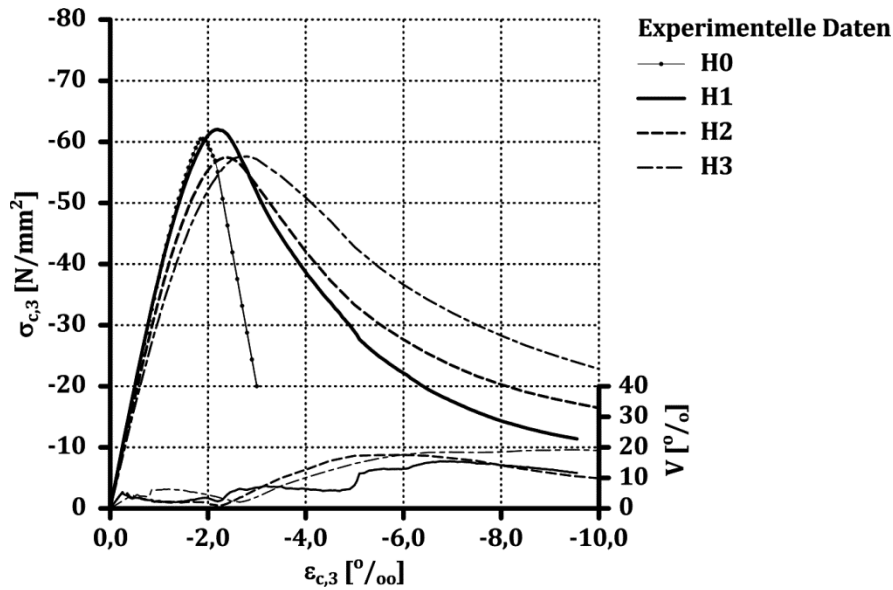


Bild 4-6: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie H (Teil 1)

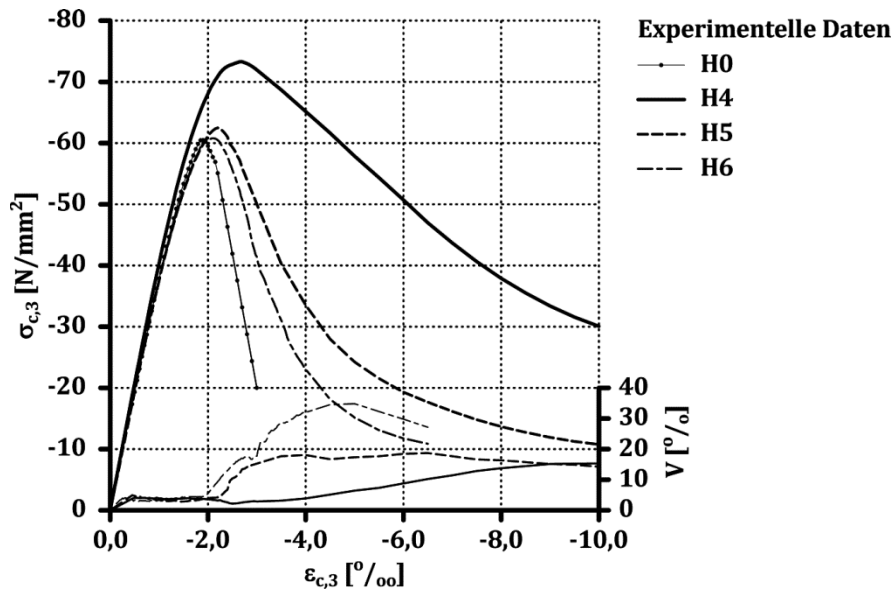


Bild 4-7: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie H (Teil 2)

Tabelle 4-5: Experimentell ermittelte Materialkennwerte der Serie H

Bezeichnung		H1	H2	H3	H4	H5	H6
$f_{c,u}^f$	[N/mm ²]	-62,1	-57,4	-57,6	-73,3	-62,5	-60,8
$\varepsilon_{c,u}^f$	[‰]	-2,2	-2,4	-2,7	-2,7	-2,2	-2,1
$E_{c,\sigma}^f$	[kN/mm ²]	39,6	35,6	32,4	41,3	38,6	39,3
$f_{ct,fl}^f$	[N/mm ²]	5,3	5,1	6,7	8,8	4,6	4,4
$f_{ct,fl,L1/2}^f$	[N/mm ²]	4,9 / 2,7	4,8 / 2,4	6,3 / 3,5	8,0 / 4,9	3,9 / 2,0	2,6 / 1,1

4 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

Die Abweichung der Einzelwerte der einaxialen Druckfestigkeit vom Mittelwert nimmt mit etwa $V = 2$ bis 8% gegenüber dem Nullbeton N0 bzw. H0 zu (Bild 4-4 bis Bild 4-7). Bis auf die Serie H6 beträgt die Streuung der Druckspannung im abfallenden Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung bis zu einer Stauchung von etwa $\varepsilon_{c,3} = -5,0\%$ maximal etwa $V = 20\%$. Bei dem Nullbeton der Serie N0 streut die Druckspannung bei gleicher Stauchung um etwa $V = 30\%$ (Bild 3-1). Es kann festgestellt werden, dass die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung durch den Einsatz von Stahlfasern nach Überschreiten der Bruchstauchung gezielt beeinflusst werden kann.

Die Spannungs-Stauchungsbeziehungen unter Variation der Körperschlankheit können Bild 4-8 entnommen werden. Die Neigung des abfallenden Astes nimmt wie bei Nullbeton mit zunehmender Körperschlankheit zu.

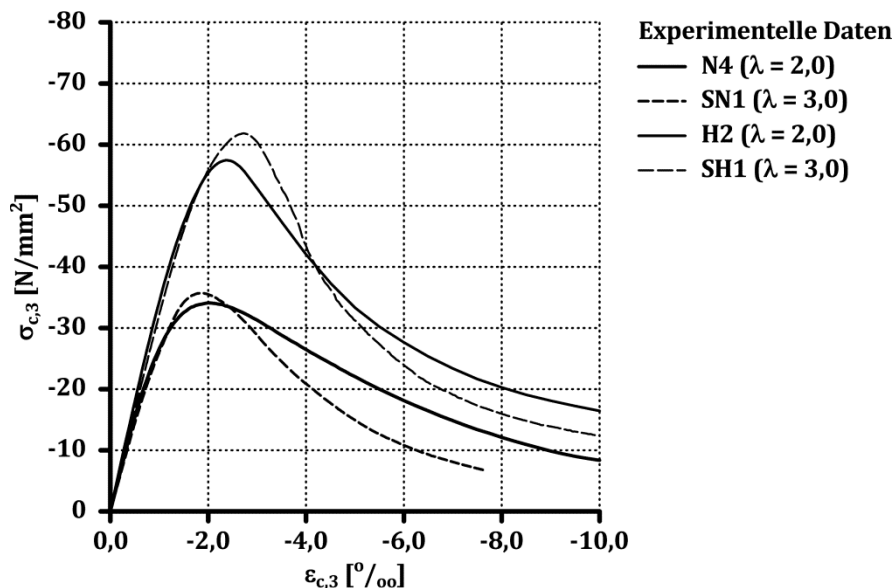


Bild 4-8: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Stahlfaserbeton bei Variation der Betondruckfestigkeit und der Körperschlankheit

Die experimentell ermittelten Materialkennwerte der Versuchskörper SN1 und SH1 mit einer Körperschlankheit von $\lambda = 3,0$ sind in Tabelle 4-6 vergleichend der zugehörigen Serie N4 bzw. H2 mit einer Körperschlankheit von $\lambda = 2,0$ gegenübergestellt.

Tabelle 4-6: Experimentell ermittelte Materialkennwerte von Stahlfaserbeton bei Variation der Betondruckfestigkeit und der Körperschlankheit

Bezeichnung		N4	SN1	H2	SH1
$f_{c,u}^f$	[N/mm ²]	-34,1	-35,7	-57,4	-61,8
$\varepsilon_{c,u}^f$	[‰]	-2,0	-1,9	-2,4	-2,7
$E_{c,\sigma}^f$	[kN/mm ²]	31,4	27,8	35,6	32,5

Bei den Versuchskörpern SN1 bzw. SH1 ist die einaxiale Druckfestigkeit etwa 5 % bzw. 11 % gegenüber der zugehörigen Serie N4 bzw. H2 erhöht. Die Abweichung der einaxialen Druckfestigkeit des Versuchskörpers SN1 gegenüber der Serie N4 gleicher Herstellungsladung liegt im ermittelten Streubereich. Die Erhöhung der einaxialen Druckfestigkeit des Versuchskörpers SH1 liegt deutlich außerhalb der festgestellten Abweichung der zugehörigen Serie H2. In der vorliegenden Arbeit wird vermutet, dass sich infolge des größeren Versuchskörperdurchmessers bei SH1 gegenüber der Serie H2 (Tabelle 4-3) eine optimalere Stahlfaserorientierung eingestellt hat, welche zu einer deutlichen Erhöhung der einaxialen Druckfestigkeit führt.

4.4.2 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur

Die zur Abbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung gemäß der in Tabelle 2-5 zusammengefassten Ansätze verwendeten Modellparameter sind in Anhang F enthalten. Es werden die experimentell ermittelte einaxiale Druckfestigkeit und der experimentell ermittelte Elastizitätsmodul des Stahlfaserbetons angesetzt (Tabelle 4-4, Tabelle 4-5). Die Bruchstauchung des Stahlfaserbetons wird entsprechend des jeweiligen Ansatzes gemäß Tabelle 2-6 unter Verwendung der experimentell ermittelten Bruchstauchung des Nullbetons entsprechend Tabelle 3-2 bestimmt.

In Bild 4-9 und Bild 4-10 ist der Vergleich der innerhalb der eigenen Untersuchungen festgestellten geringsten (Serie N3) bzw. größten (Serie H5 und H6) Abweichung zwischen der experimentell und der rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen dargestellt. Die Gegenüberstellung der übrigen Serien ist in Anhang F enthalten.

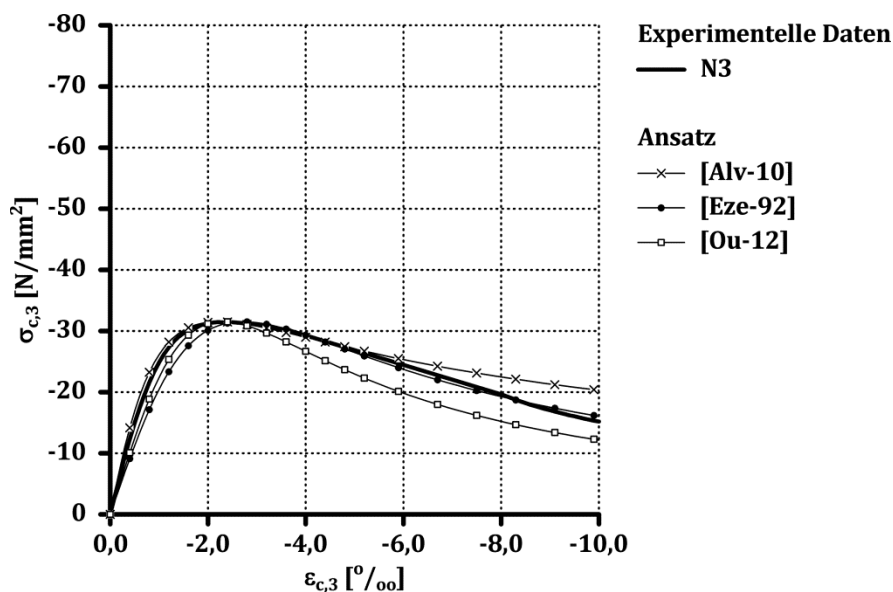


Bild 4-9: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie N3 (geringste Abweichung)

4 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

Die Spannungs-Stauchungsbeziehung der Serie N3 mit gekröpften Stahlfasern kann mit den in der vorliegenden Arbeit dargestellten Ansätzen abgebildet werden (Bild 4-9). Der Ansatz von EZELDIN & BALAGURU [Eze-92] beschreibt den Mittelwert des experimentellen Ergebnisses mit einer maximalen Abweichung im ansteigenden Ast von etwa 18 % sowie im abfallenden Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung mit maximal etwa 8 % (Anhang F). Unter Berücksichtigung der Streuung der experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung mit einer Abweichung des Einzelwertes vom Mittelwert im abfallenden Ast von bis zu 30 % stellt die rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehung gemäß dem Ansatz nach ALVARO ET AL. [Alv-10] bzw. OU ET AL. [Ou-12] in etwa die obere bzw. die untere Grenze des Streubereichs dar (Bild 4-4).

Die Serien H5 und H6 weisen bei unterschiedlicher Verankerungsart der Stahlfaser (gewellt bzw. gerade) und verschiedenen Stahlfasermengen (60 bzw. 45 kg/m³) eine ähnliche Spannungs-Stauchungsbeziehung auf (Bild 4-10). Der Einfluss der Stahlfasern auf das Verhalten von Beton nach Überschreiten der Bruchstauchung ist im Vergleich zu anderen Serien nicht ausgeprägt. Der Ansatz nach EZELDIN & BALAGURU [Eze-92] erfasst das Verhalten näherungsweise. Der Ansatz nach NATARAJA ET AL. [Nat-99] überschätzt die Beanspruchbarkeit nach Überschreiten der Bruchstauchung deutlich.

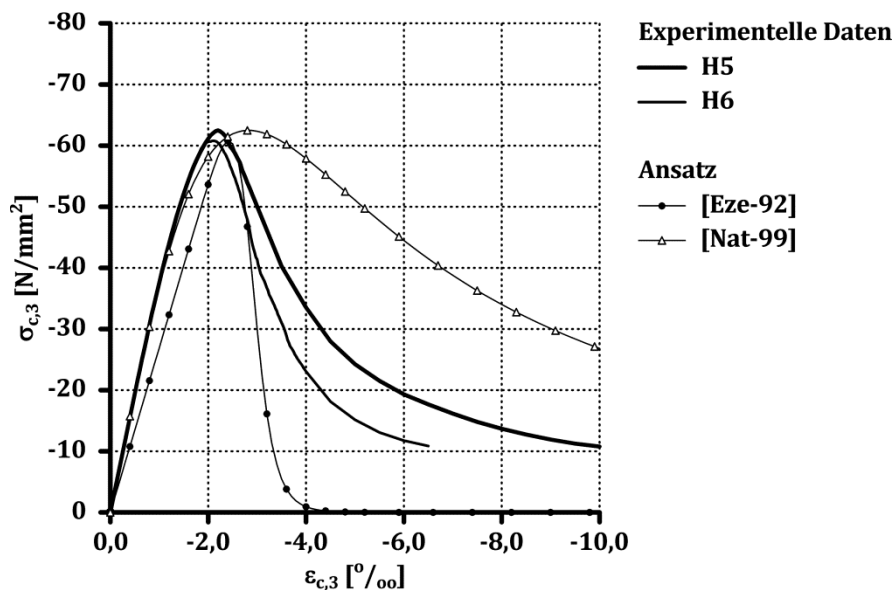


Bild 4-10: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien H5 und H6 (größte Abweichung)

In Bild 4-11 ist eine Zusammenfassung des Vergleichs der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Stahlfaserbetone gemäß der in der vorliegenden Arbeit betrachteten Ansätze entsprechend Tabelle 2-5 und Tabelle 2-6 dargestellt.

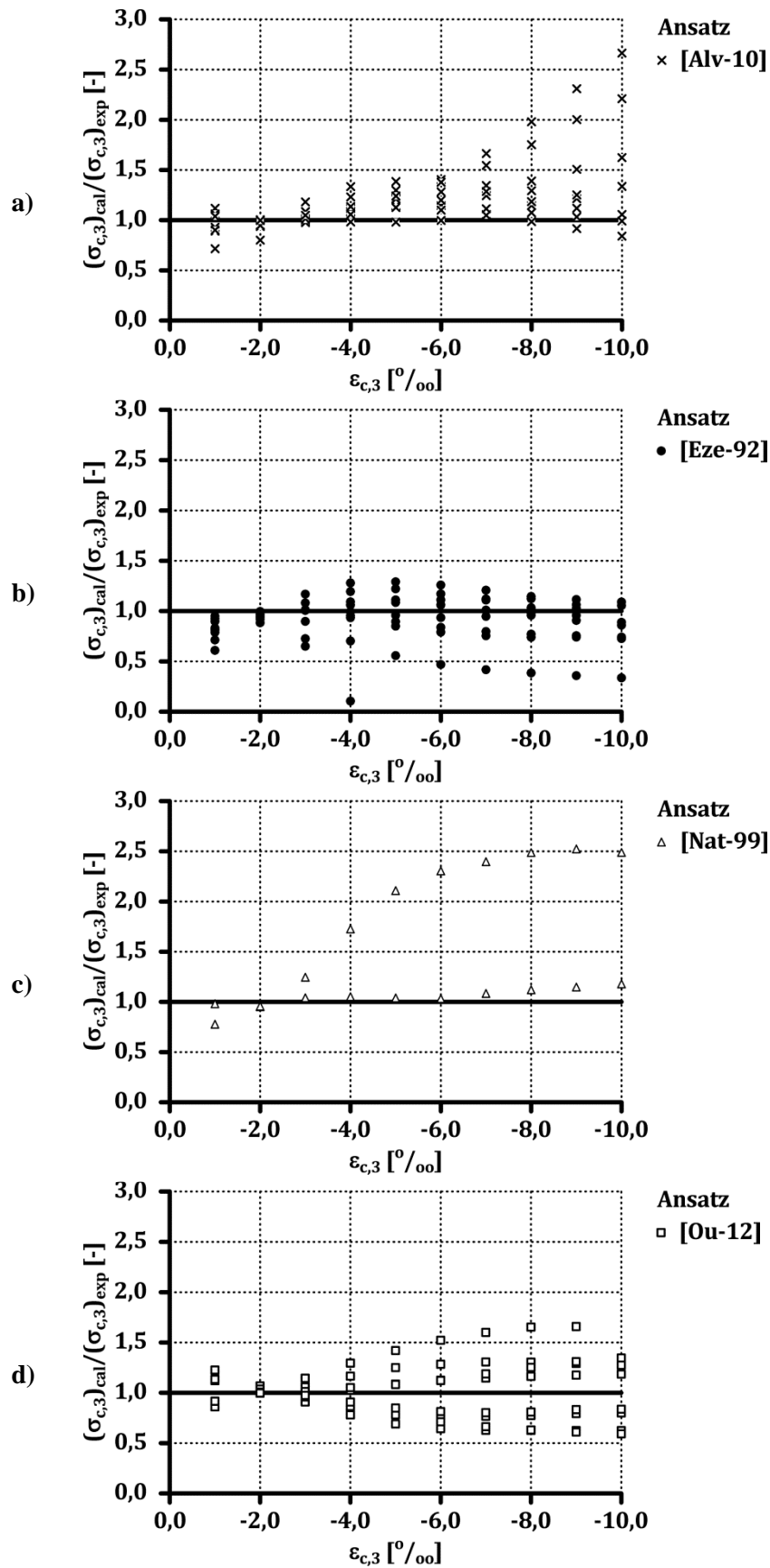


Bild 4-11: Zusammenfassende Gegenüberstellung der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Stahlfaserbeton gemäß der Ansätze nach a) ALVARO ET AL. [Alv-10], b) EZELDIN & BALAGURU [Eze-92], c) NATARAJA ET AL. [Nat-99], d) OU ET AL. [Ou-12]

Der Ansatz nach ALVARO ET AL. [Alv-10] überschätzt die Beanspruchbarkeit der Stahlfaserbetone nach Überschreiten der Bruchstauchung über die gesamte eigene Versuchsserie (Bild 4-11 (a)).

Der in [Eze-92] enthaltene Ansatz erfasst die Spannungs-Stauchungsbeziehungen der normalfesten Stahlfaserbetone mit gekröpften Stahlfasern bei hohen Stahlfasergehalten (Serie N3 und N4) mit einer maximalen Abweichung zum experimentellen Ergebnis von etwa 30 %. Bei hochfestem Beton bzw. mit abnehmendem Stahlfasergehalt wird die Übereinstimmung schlechter mit einer maximalen Abweichung von etwa 70 % (Anhang F). Über die gesamte eigene Versuchsserie wird die Beanspruchbarkeit der Stahlfaserbetone im abfallenden Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung rechnerisch am geringfügigsten mit etwa 30 % überschätzt (Bild 4-11 (b)).

Bei dem hochfesten Stahlfaserbeton mit gewellten Stahlfasern der Serie H5 zeigt sich eine Abweichung zwischen dem experimentellen Ergebnis und dem Ansatz nach NATARAJA ET AL. [Nat-99] von etwa 250 % (Bild 4-11 (c)). Die Spannungs-Stauchungsbeziehung des normalfesten Stahlfaserbetons der Serie N5 kann mit einer Abweichung von maximal etwa 20 % rechnerisch abgebildet werden (Anhang F).

Der Ansatz nach OU ET AL. [Ou-12] für gekröpfte Stahlfasern beschreibt die Spannungs-Stauchungsbeziehung der normal- und hochfesten Stahlfaserbetone mit einer Überschätzung der Beanspruchbarkeit im abfallenden Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung von etwa 60 % (Bild 4-11 (d)).

Eine mögliche Ursache für die festgestellten Abweichungen zwischen den eigenen experimentellen Ergebnissen und den Ansätzen aus der Literatur können Unterschiede in der eigenen und in den genannten Forschungsarbeiten angewandten Auswertungsmethodik der Messdaten sein (Anhang C). Eine Beschreibung des Umformens des messtechnisch erfassten Last-Verformungsverhaltens in eine Spannungs-Stauchungsbeziehung ist in den genannten Arbeiten nicht dokumentiert.

In den eigenen Versuchsserien werden nicht die identischen Stahlfasern wie in den experimentellen Untersuchungen, die den Ansätzen entsprechend Kapitel 2.3.2 zugrunde liegen, eingesetzt. Eine Abweichung in z. B. der Stahlfaserfestigkeit kann in den Ansätzen aus der Literatur nicht berücksichtigt werden. Die das Verhalten mitbestimmende Stahlfaserorientierung wird in keiner der Forschungsarbeiten erwähnt.

Zur Analyse des Einflusses der Stahlfasern auf das Last-Verformungsverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder bilden die Ansätze aus der Literatur die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton teilweise zu ungenau ab. Des Weiteren ist die Abhängigkeit der Ansätze von der Verankerungsart der Stahlfaser für die Anwendung nicht praktikabel. Ein Zusammenhang zwischen der Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung und der Körperschlankheit fehlt.

4.4.3 Eigener Ansatz

Die höhere Beanspruchbarkeit eines Körpers aus Stahlfaserbeton nach Überschreiten der Bruchstauchung resultiert in dem eigenen Ansatz aus einer gegenüber Nullbeton größeren verbleibenden Querschnittsfläche nach Überschreiten der Bruchstauchung (Bild 4-12).

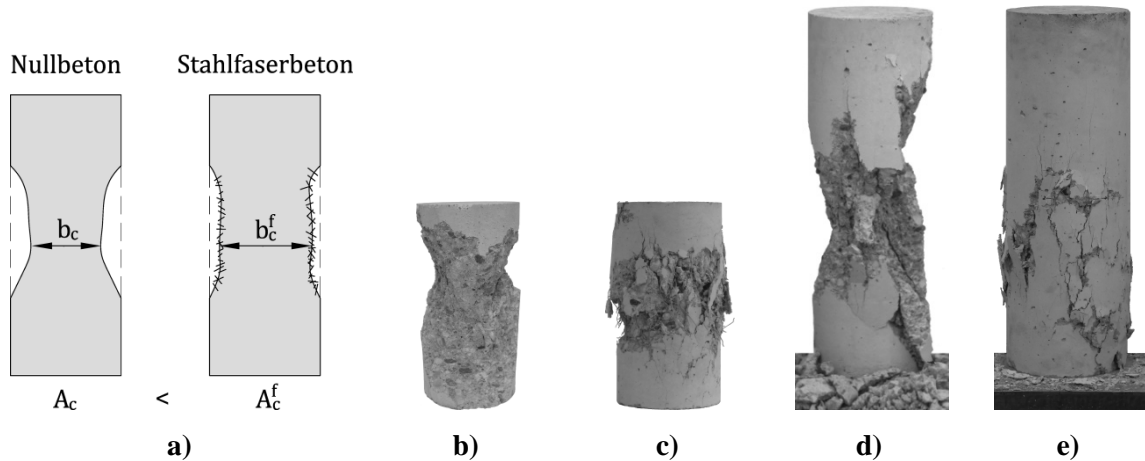


Bild 4-12: Einfluss der Stahlfaserzugabe auf die verbleibende Querschnittsfläche von Betonkörpern nach Überschreiten der Bruchstauchung unter einaxialer Druckbeanspruchung

- a) Schematische Darstellung
- b) Versuchskörper der Serie N0 ($\lambda = 2, 0$)
- c) Versuchskörper der Serie N3 ($\lambda = 2, 0$)
- d) Versuchskörper SN0 ($\lambda = 3, 0$)
- e) Versuchskörper SN1 ($\lambda = 3, 0$)

Die Stahlfasern überbrücken die Längsrisse und der Betonkörper weist somit einen geringeren Querschnittsverlust auf. In der vorliegenden Arbeit wird angenommen, dass eine höhere Zugfestigkeit der Betonmatrix mit einer Vergrößerung der verbleibenden Querschnittsfläche sowie mit einer geringeren Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung korreliert. Der Einfluss der Stahlfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung wird in dem eigenen Ansatz über die gegenüber Nullbeton modifizierte Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons erfasst. Der eigene Ansatz stellt eine Weiterführung des Grundansatzes des CDZ-Modells [Mar-93] dar und baut auf der in [Emp-10] dargestellten Methodik auf.

Sowohl die Biege- als auch die Spaltzugfestigkeit von Beton können über Formfaktoren in die zentrische Zugfestigkeit überführt werden. Die zentrische Zugfestigkeit kann z. B. gemäß MODEL CODE 2010 [CEB-10] aus der Spaltzugfestigkeit näherungsweise mit

$$f_{ct} = 1,0 \cdot f_{ct,sp} \quad \text{Gl. (4-1)}$$

bzw. aus der Biegezugfestigkeit mit

4 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

$$f_{ct} = \frac{0,06 \cdot h^{0,7}}{1 + 0,06 \cdot h^{0,7}} \cdot f_{ct,fl} \quad \text{Gl. (4-2)}$$

bestimmt werden. Für den standardisierten Biegebalken entsprechend der RICHTLINIE STAHLFASERBETON [DAf-10] ergibt sich das Verhältnis der Biege- zur Spaltzugfestigkeit des Nullbetons gemäß Gl. (4-1) und Gl. (4-2) rechnerisch zu etwa 1,5. In den eigenen experimentellen Untersuchungen wird für die Serien N0 und H0 aus Nullbeton jeweils ein Verhältnis von etwa 1,2 festgestellt (Anhang E). In der vorliegenden Arbeit wird auf eine Umrechnung der experimentell ermittelten Biege- bzw. Spaltzugfestigkeit in die zentrische Zugfestigkeit für die eigene Modellbildung verzichtet. Der Einfluss der Stahlfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung wird über die Quotienten aus der Biege- bzw. Spaltzugfestigkeit des Stahlfaserbetons und der Spaltzugfestigkeit des Nullbetons mit

$$F_0 = \frac{f_{ct,fl}^f}{f_{ct,sp}^f}, \quad F_1 = \frac{f_{ct,fl,L1}^f}{f_{ct,sp}^f}, \quad F_2 = \frac{f_{ct,fl,L2}^f}{f_{ct,sp}^f} \quad \text{bzw.} \quad F_3 = \frac{f_{ct,sp}^f}{f_{ct,sp}^f} \quad \text{Gl. (4-3)}$$

analysiert. In Bild 4-13 ist das Verhältnis der Bruchstauchung der normal- und hochfesten Stahlfaserbetone und die der Nullbetone in Abhängigkeit von den Parametern F_0 und F_2 gemäß Gl. (4-3) zusammengefasst. In Anhang G ist eine entsprechende Darstellung für die Parameter F_1 und F_3 enthalten.

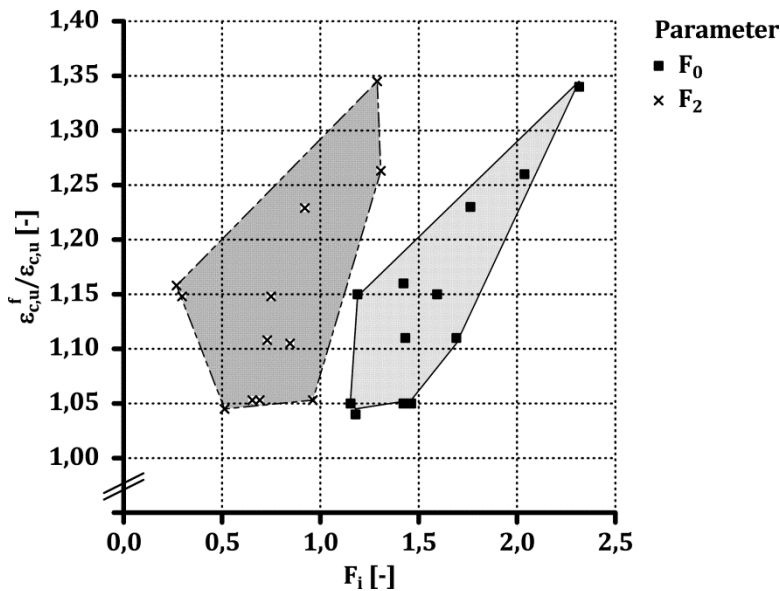


Bild 4-13: Zusammenhang zwischen dem Quotienten der experimentell ermittelten Bruchstauchungen und den Parametern F_0 und F_2

Da der Zusammenhang zwischen dem Quotienten der Bruchstauchungen und dem Parameter F_0 den geringsten Streubereich aufweist, wird die Bruchstauchung von Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung in Abhängigkeit von dem Parameter F_0 beschrieben. Auf Basis einer linearen Regressionsanalyse wird die Bruchstauchung von Stahlfaserbeton bestimmt (Bild 4-14).

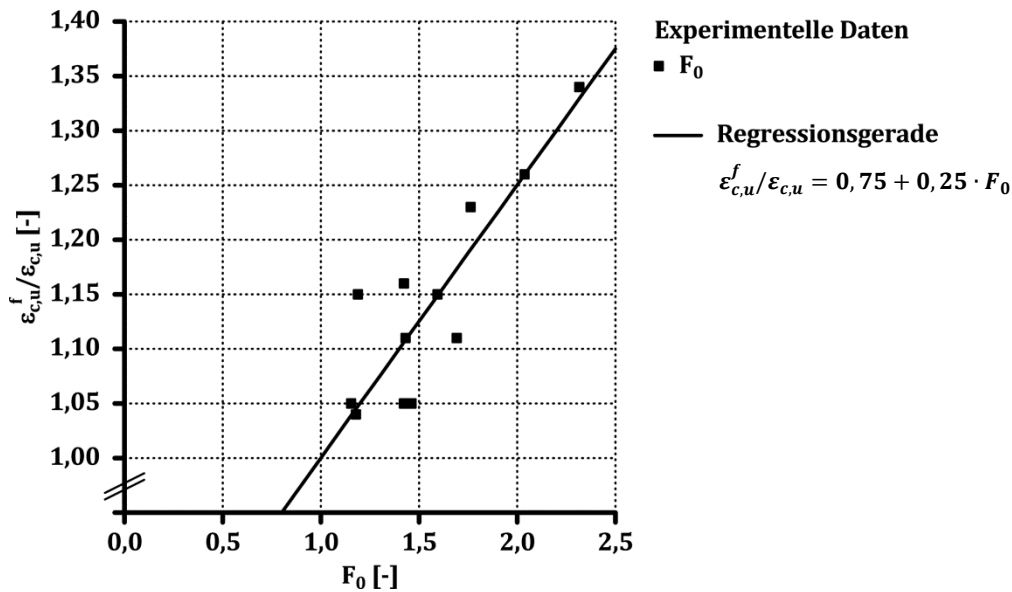


Bild 4-14: Zusammenhang zwischen dem Quotienten der experimentell ermittelten Bruchstauchungen und dem Parameter F_0 sowie Ergebnis der Regressionsanalyse

Unter Berücksichtigung, dass sich der Parameter F_0 für die untersuchten Nullbetone der Serien N0 und H0 zu etwa $F_0 = 1,2$ ergibt und für Stahlfaserbeton ein kleinerer Wert nicht realistisch ist, wird ein gegenüber der Regressionsanalyse konservativer Ansatz zur Beschreibung der Bruchstauchung von Stahlfaserbeton in Form von

$$\varepsilon_{c,u}^f = \varepsilon_{c,u} \quad \text{Für} \quad F_0 \leq 1,2 \quad \text{Gl. (4-4)}$$

und

$$\varepsilon_{c,u}^f = \varepsilon_{c,u} \cdot (0,70 + 0,25 \cdot F_0) \quad \text{Für} \quad F_0 > 1,2 \quad \text{Gl. (4-5)}$$

vorgeschlagen (Bild 4-15).

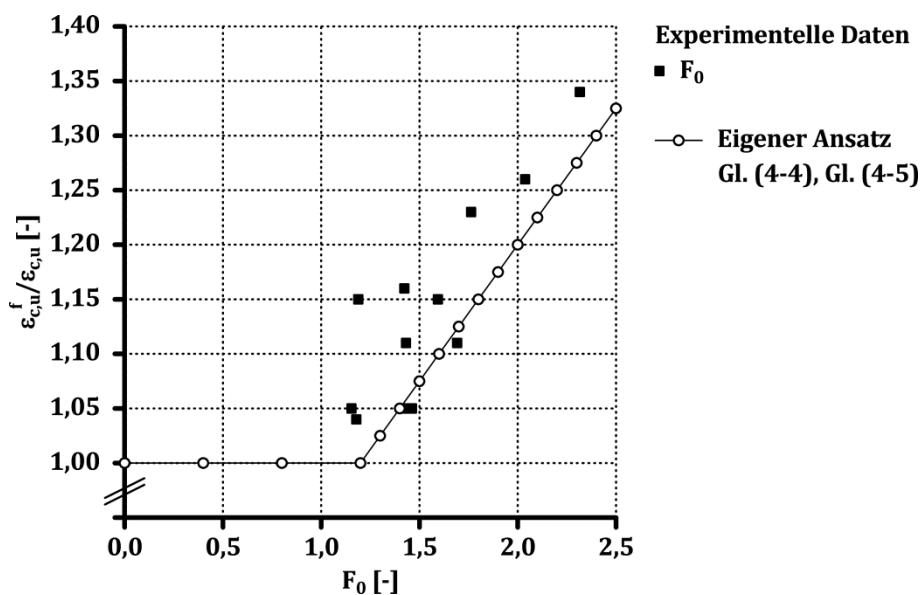


Bild 4-15: Zusammenhang zwischen dem Quotienten der experimentell ermittelten Bruchstauchungen und dem Parameter F_0 sowie eigener Ansatz

4 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

Die Bruchstauchung von Nullbeton in Gl. (4-4) bzw. Gl. (4-5) kann auf Basis der in Tabelle 2-3 enthaltene Ansätze bestimmt werden.

Zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung wird der im Kapitel 3.3.3 erweiterte Ansatz nach SARGIN [Sar-71] gewählt. Unter Verwendung des experimentell ermittelten Elastizitätsmoduls des Nullbetons (Tabelle 3-2), der experimentell ermittelten einaxialen Druckfestigkeit des Stahlfaserbetons (Tabelle 4-4, Tabelle 4-5) sowie der rechnerisch ermittelten Bruchstauchung gemäß Gl. (4-4) bzw. Gl. (4-5) unter Ansatz der experimentell ermittelten Bruchstauchung des Nullbetons (Tabelle 3-2) wird der Parameter D entsprechend Gl. (3-3) bestimmt. Anschließend wird die rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehung durch eine additive Erweiterung des Parameters D in Gl. (4-6) angepasst, so dass die experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehung abgebildet wird.

$$D = 1 - k_c^{-1} + \Delta D \geq 0 \quad \text{Gl. (4-6)}$$

In Bild 4-16 ist der Parameter ΔD in Abhängigkeit von den Parametern F_0 und F_2 für die 12 Versuchsserien zusammengefasst. Anhang G enthält eine entsprechende Darstellung für die Parameter F_1 und F_3 .

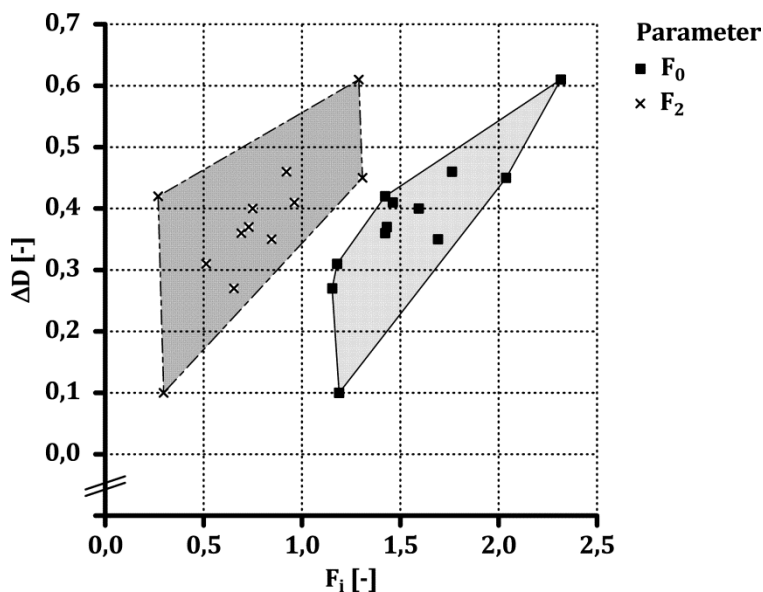


Bild 4-16: Zusammenhang zwischen den Parametern ΔD , F_0 und F_2

Der Streubereich des Parameters ΔD zeigt unabhängig von der Bezugsgröße eine ähnliche Form. Es kann von einem linearen Zusammenhang zwischen der jeweiligen Bezugsgröße und dem Parameter ΔD ausgegangen werden. Da der Streubereich des Parameters ΔD für den Parameter F_0 die geringste Ausdehnung zeigt, wird zur Beschreibung des Parameters ΔD eine Abhängigkeit von F_0 hergestellt. Es wird eine lineare Regressionsanalyse zur Bestimmung des Zusammenhangs zwischen den Parametern ΔD und F_0 durchgeführt (Bild 4-17).

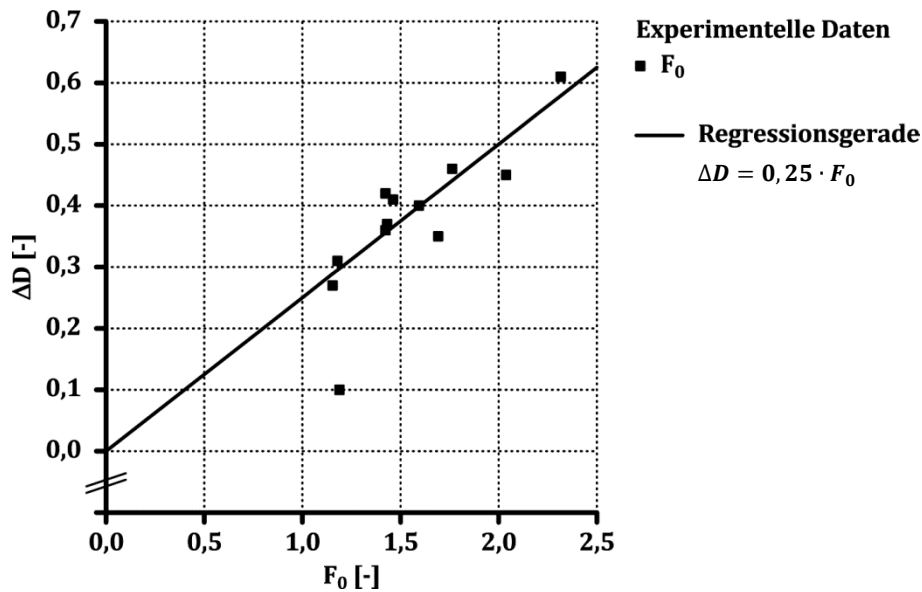


Bild 4-17: Zusammenhang zwischen ΔD und F_0 sowie Ergebnis der Regressionsanalyse

Wie bei der Entwicklung des eigenen Ansatzes zur Beschreibung der Bruchstauchung von Stahlfaserbeton dargestellt, sind Werte von $F_0 < 1,2$ für Stahlfaserbeton materialuntypisch. Eine Horizontalverschiebung des linearen Zusammenhangs zwischen den Parametern ΔD und F_0 , um einen Nulldurchgang der Beziehung bei $F_0 = 1,2$ zu realisieren, erscheint zur Beschreibung des Einflusses der Stahlfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton zu ungenau. Es wird eine zweiteilige, unstetige Formulierung in Form von

$$\Delta D = 0 \quad \text{Für} \quad F_0 \leq 1,2 \quad \text{Gl. (4-7)}$$

und

$$\Delta D = 0,25 \cdot F_0 \quad \text{Für} \quad F_0 > 1,2 \quad \text{Gl. (4-8)}$$

definiert (Bild 4-18).

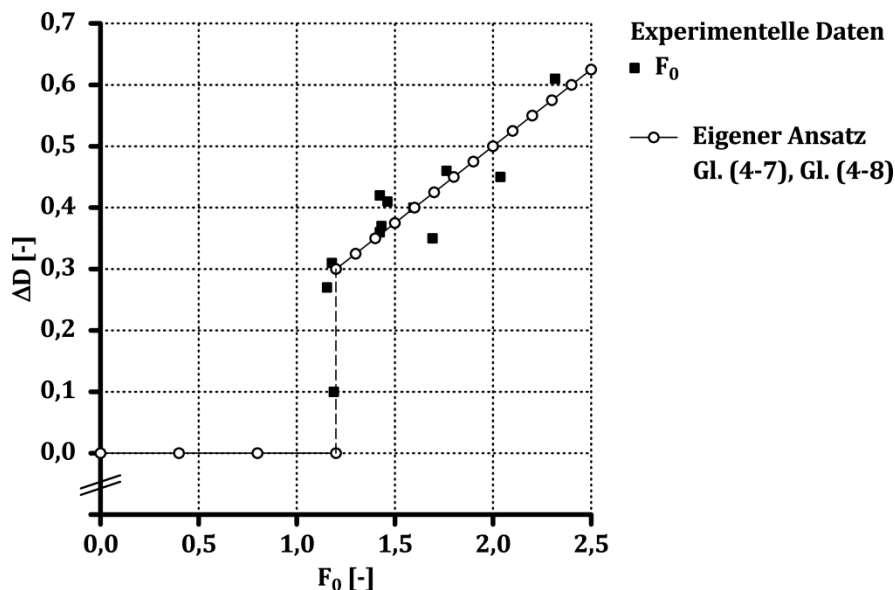


Bild 4-18: Zusammenhang zwischen den Parametern ΔD und F_0 sowie eigener Ansatz

Im Bereich der Unstetigkeit des eigenen Ansatzes liegen die experimentellen Ergebnisse der Serien N1, H5 und H6. Die Serie H6 weist die größte Abweichung von dem eigenen Ansatz zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen den Parametern ΔD und F_0 auf, was im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen der übrigen Serien nicht eindeutig erklärt werden kann. Die Serie H6 zeigt im abfallenden Ast der experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung die größte Streuung (Bild 4-7).

Zur Berücksichtigung des Einflusses der Körperschlankheit auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton wird der eigene Ansatz für Nullbeton entsprechend Gl. (3-5) auf Stahlfaserbeton übertragen. Der Parameter D in der mathematischen Funktion nach SARGIN [Sar-71] zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton ergibt sich somit zu

$$D = \frac{2,0}{\lambda} - k_c^{-1} \geq 0 \quad \text{für} \quad F_0 \leq 1,2 \quad \text{Gl. (4-9)}$$

und

$$D = \frac{2,0}{\lambda} - k_c^{-1} + 0,25 \cdot F_0 \geq 0 \quad \text{für} \quad F_0 > 1,2 . \quad \text{Gl. (4-10)}$$

4.4.4 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz

In Bild 4-19 und Bild 4-20 sind die Spannungs-Stauchungsbeziehungen dargestellt, die innerhalb der eigenen Untersuchungen die geringste bzw. größte Abweichung, ohne Berücksichtigung der Serie N1, H5 und H6, zwischen dem experimentell und dem rechnerisch ermittelten Verhalten gemäß dem eigenen Ansatz aufweisen. Der Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der weiteren Serien ist in Anhang H enthalten.

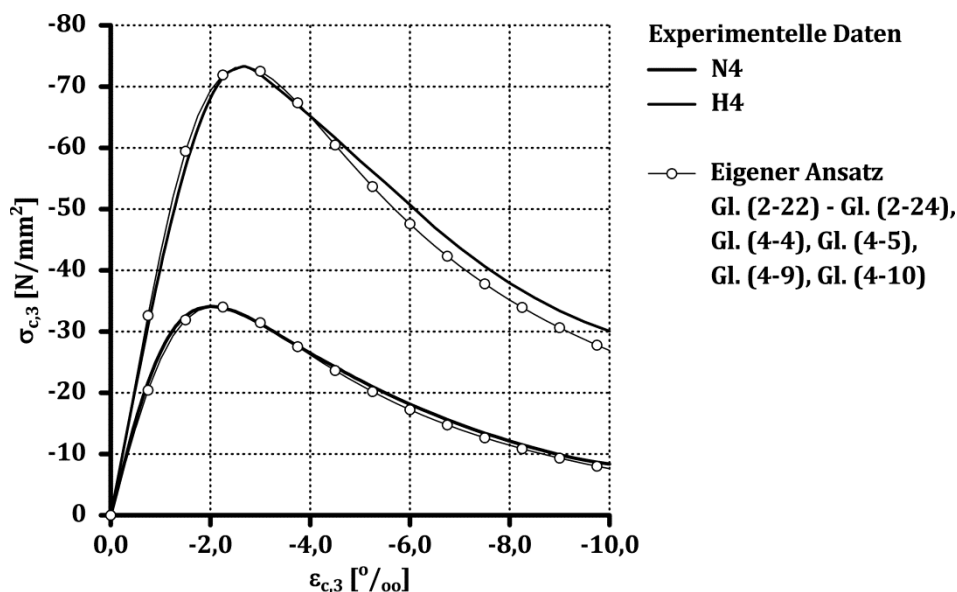


Bild 4-19: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N4 und H4 gemäß dem eigenen Ansatz (geringste Abweichung)

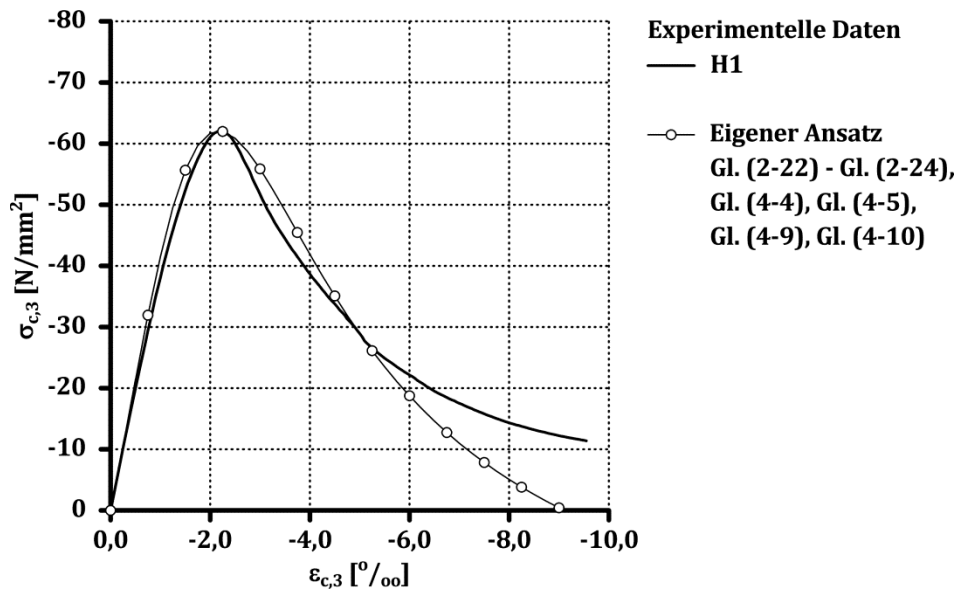


Bild 4-20: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie H1 gemäß dem eigenen Ansatz (größte Abweichung)

Bild 4-21 zeigt die zusammenfassende Gegenüberstellung der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Stahlfaserbeton gemäß dem eigenen Ansatz.

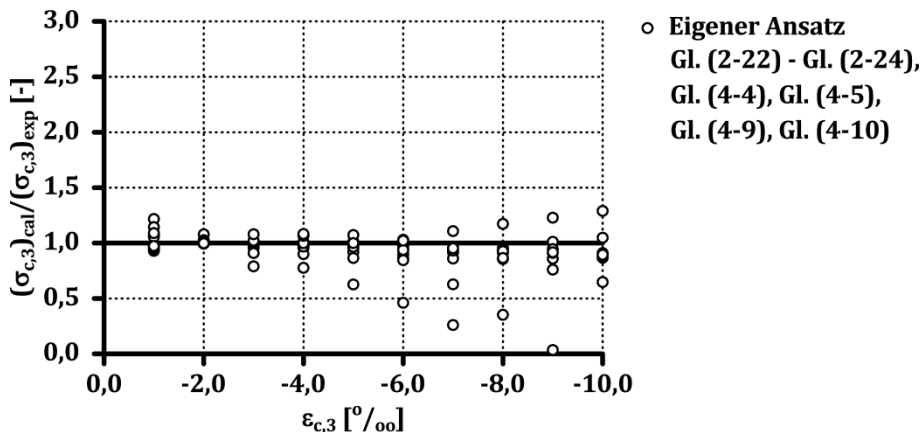


Bild 4-21: Zusammenfassende Gegenüberstellung der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Stahlfaserbeton gemäß dem eigenen Ansatz

Da der eigene Ansatz an den eigenen experimentellen Ergebnissen kalibriert wird, ist die Abweichung zwischen den experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen erwartungsgemäß geringer im Vergleich zu den Ansätzen aus der Literatur (Bild 4-11).

Eine abschließende Beurteilung, ob der eigene Ansatz eine Verbesserung gegenüber den Ansätzen aus der Literatur darstellt, ist nur durch eine Gegenüberstellung des eigenen Ansatzes mit experimentellen Ergebnissen aus der Literatur möglich. Da in den Versuchsergebnissen von u. a. [Alv-10], [Bar-99], [Ben-08], [Eze-92], [Hsu-94], [Küt-99], [Lin-96], [Man-99], [Nat-99], [Ou-12] sowie [Sor-89] keine Angaben zur Biege-

4 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

zugfestigkeit der untersuchten Stahlfaserbetone enthalten sind, kann ein Vergleich experimenteller Ergebnisse aus der Literatur mit dem eigenen Ansatz nicht erfolgen.

Mit dem eigenen Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton kann den Einfluss der Körperschlankheit auf den abfallenden Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton erfassen werden (Bild 4-22).

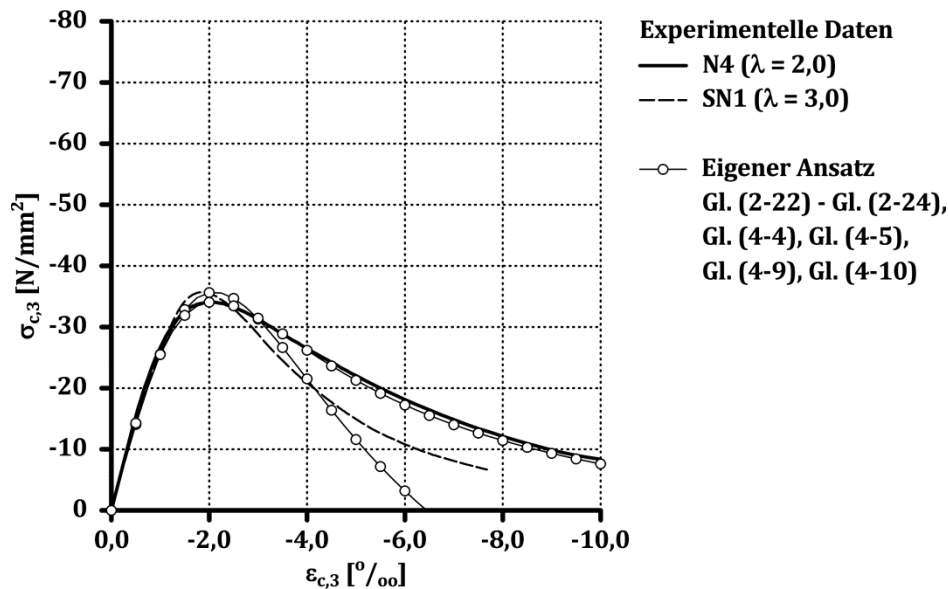


Bild 4-22: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Stahlfaserbeton bei Variation der Körperschlankheit gemäß dem eigenen Ansatz

4.5 Querverformungsverhalten

4.5.1 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen

In Bild 4-23 ist der experimentell ermittelte Zusammenhang zwischen dem Querverformungskoeffizienten und der Betonstauchung der Serien N4 und H2 enthalten. Aus Vergleichsgründen sind zusätzlich die experimentellen Ergebnisse der Serien N0 und H0 entsprechend Kapitel 3.4 dargestellt. Die experimentellen Ergebnisse der weiteren Serien sind in Anhang I zusammengefasst.

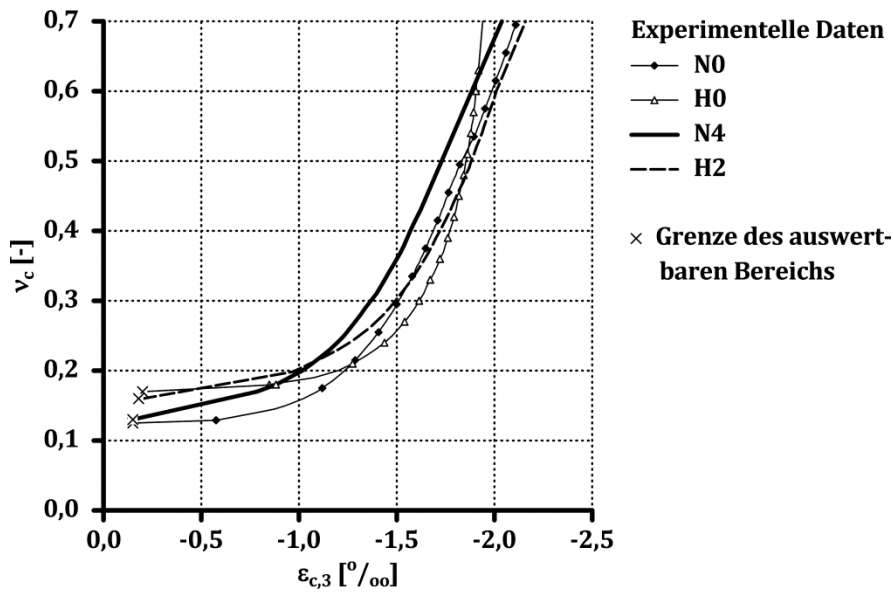


Bild 4-23: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen dem Querverformungskoeffizient und der Betonstauchung der Serien N0, H0, N4 und H2

Bei dem normalfesten Stahlfaserbeton der Serie N4 ist der Übergang zwischen dem nichtlinearen und dem linearen Verlauf des Querverformungskoeffizienten gegenüber dem normalfesten Nullbeton der Serie N0 weniger ausgeprägt. Der Querverformungskoeffizient des hochfesten Stahlfaserbetons H2 entwickelt sich bei hohen Stauchungen nahezu identisch zu dem des normalfesten Nullbetons. Der Übergang vom nichtlinearen zum linearen Verlauf erfolgt jedoch auf einem höheren Stauchungsniveau.

In Bild 4-24 ist die Ermittlung des Bruchquerverformungskoeffizienten der Serien N4 und H2 dargestellt. Die Bestimmung des Bruchquerverformungskoeffizienten der weiteren Serien ist in Anhang I enthalten. In Tabelle 4-7 sind die ermittelten Werte zusammengefasst.

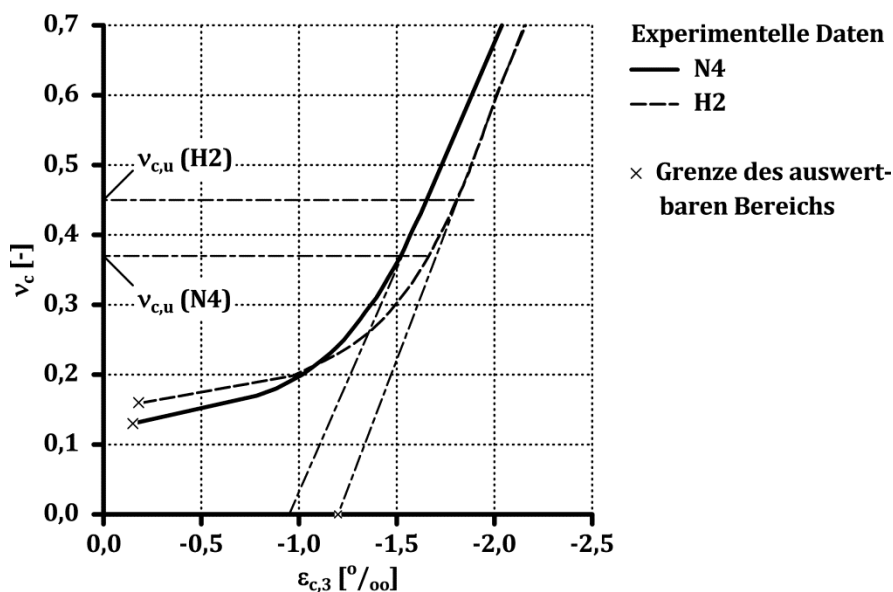


Bild 4-24: Bruchquerverformungskoeffizienten der Serien N4 und H2

4 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

Tabelle 4-7: Bruchquerverformungskoeffizient von Stahlfaserbeton abgeleitet aus experimentellen Daten

Bezeichnung	N1	N2	N3	N4	N5	N6	H1	H2	H3	H4	H5	H6	
$\nu_{c,u}$	[-]	0,36	0,44	0,41	0,37	0,43	0,40	0,43	0,45	0,36	0,33	0,36	0,40

Der Bruchquerverformungskoeffizient wird wie bei dem Nullbeton auf einem Druckspannungsniveau von etwa 95 % der einaxialen Druckfestigkeit erreicht. Gegenüber dem normalfesten Beton (Tabelle 3-7) nimmt der Bruchquerverformungskoeffizient infolge der Stahlfasern tendenziell zu und bei dem hochfesten Beton tendenziell ab.

Sowohl der Wert der minimalen Volumenänderung als auch der Unterschied in der Volumenänderung zwischen dem normal- und hochfesten Beton sind infolge der Stahlfasern reduziert (Bild 4-25). Das Minimum der Volumenänderung wird bei den Serien N4 und H2 auf einem Stauchungsniveau von etwa 50 % der Bruchstauchung erreicht, was einem Druckspannungsniveau von etwa 70 % der einaxialen Druckfestigkeit entspricht.

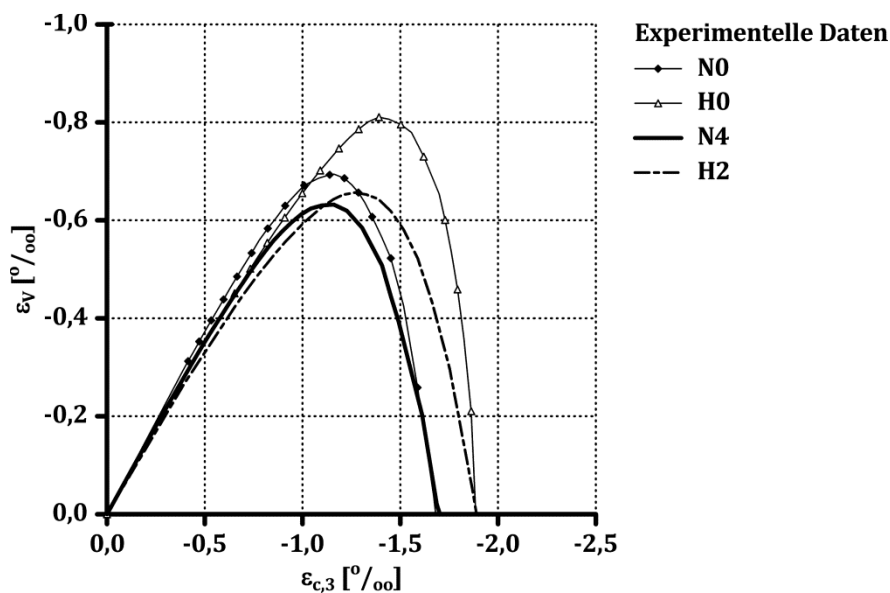


Bild 4-25: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Betonstauchung der Serien N0, H0, N4 und H2

4.5.2 Beschreibung experimenteller Ergebnisse mit dem Ansatz aus der Literatur

Der experimentell ermittelte Verlauf der Volumenänderung kann mit dem Ansatz nach PANTAZOPOULOU & MILLES [Pan-95] (Gl. (2-47), Gl. (2-48)) unter Verwendung der in Tabelle 4-8 dargestellten Modellparametern abgebildet werden (Bild 4-26).

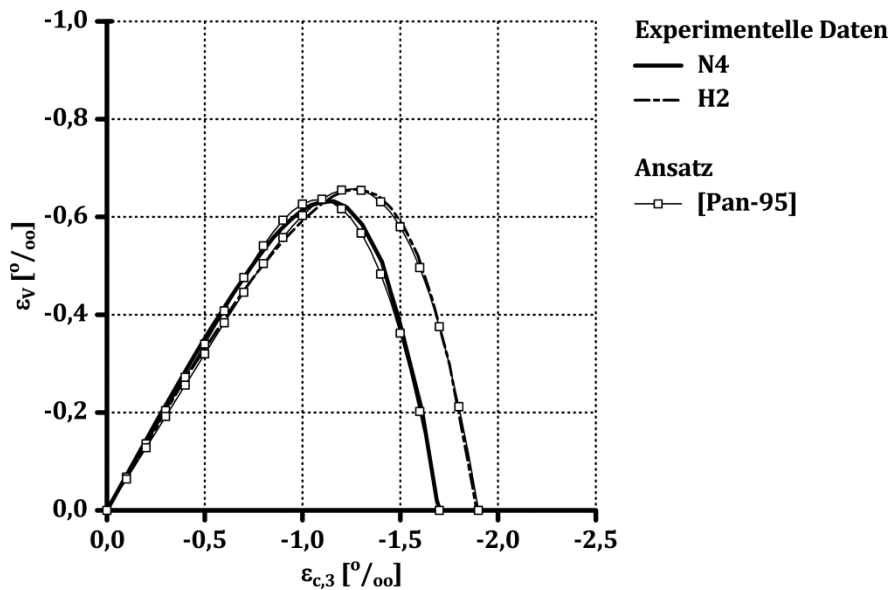


Bild 4-26: Experimentell und rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Betonstauchung der Serien N4 und H2

Tabelle 4-8: Verwendete Modellparameter zur Beschreibung der Volumenänderung von Stahlfaserbeton nach PANTAZOPOULOU & MILLES [Pan-95]

Bezeichnung		N1	N2	N3	N4	N5	N6	H1	H2	H3	H4	H5	H6
$\nu_{c,0}$	[-]	0,13	0,13	0,13	0,16	0,17	0,18	0,16	0,18	0,18	0,16	0,17	0,17
$\varepsilon_{c,l}$	[‰]	-0,5	-0,6	-0,7	-0,7	-0,5	-0,5	-0,6	-0,5	-0,6	-0,4	-0,7	-0,8
$\varepsilon_{c,v0}$	[‰]	-1,5	-1,6	-2,0	-1,7	-1,5	-1,7	-2,0	-1,9	-2,3	-2,3	-2,0	-1,9

Aus Vergleichsgründen wird bei der Abbildung der Volumenänderung der Exponent C in Gl. (2-48) nicht gegenüber dem für die Nullbetone bestimmten Wert verändert (Tabelle 3-8).

Tendenziell nimmt das Minimum der Volumenänderung für die normalfesten Stahlfaserbetone im Vergleich zum normalfesten Nullbeton mit $\varepsilon_{v,min} = -0,7 \text{ ‰}$ (Bild 3-17) ab (Tabelle 4-9). Dies führt zu der Annahme, dass in der porösen Matrixstruktur normalfester Betone durch die Stahlfasern weitere Matrixdefekte erzeugt werden. Die Anzahl der Längsrisse wird durch die Stahlfasern erhöht.

Tabelle 4-9: Minimum der Volumenänderung von Stahlfaserbeton

Bezeichnung		N1	N2	N3	N4	N5	N6	H1	H2	H3	H4	H5	H6
$\varepsilon_{v,min}$	[‰]	-0,5	-0,6	-0,8	-0,6	-0,5	-0,5	-0,7	-0,7	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8

Für hochfeste Betone ist der Einfluss der Stahlfasern auf die Volumenänderung unter einaxialer Druckbeanspruchung weniger ausgeprägt. Das Minimum der Volumenände-

4 Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

rung des hochfesten Nullbetons beträgt etwa $\varepsilon_{V,min} = -0,8 \text{ ‰}$ (Bild 3-17). Aus den eigenen experimentellen Ergebnissen kann abgeleitet werden, dass die Anzahl der Makrolängsrisse bei hochfestem Beton infolge der Stahlfasern gegenüber normalfesten Beton weniger beeinflusst wird.

Aus dem Ansatz nach PANTAZOPOULOU & MILLES [Pan-95] wird mit Gl. (2-49) der Zusammenhang zwischen dem Querverformungskoeffizienten und der Betonstauchung für die Serien N4 und H2 rechnerisch abgeleitet (Bild 4-27).

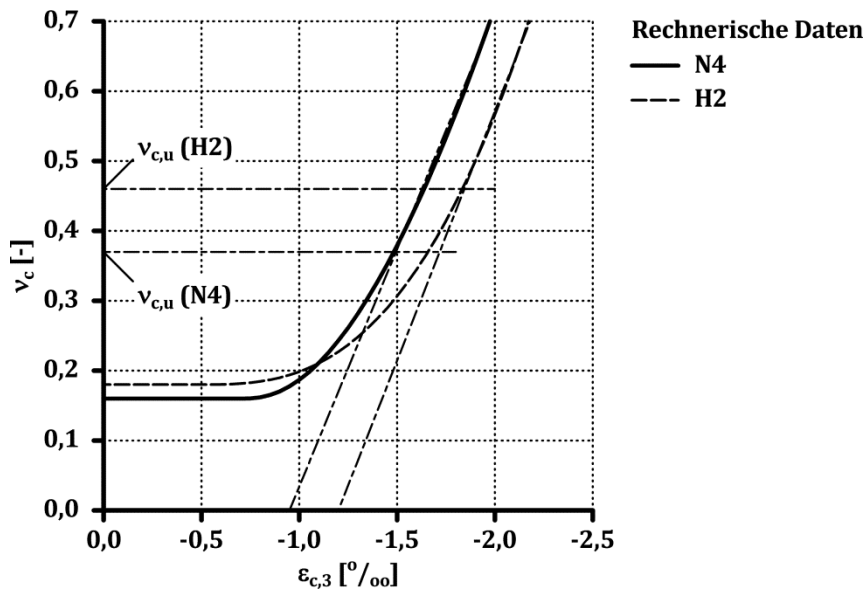


Bild 4-27: Rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen dem Querverformungskoeffizienten und der Betonstauchung sowie ermittelter Bruchquerverformungskoeffizient der Serien N4 und H2

Die aus den rechnerischen Daten ermittelten Bruchquerverformungskoeffizienten weisen eine gute Übereinstimmung mit den aus dem experimentell ermittelten Zusammenhang bestimmten Bruchquerverformungskoeffizienten auf (Tabelle 4-10).

Tabelle 4-10: Bruchquerverformungskoeffizient der Serien N4 und H2 abgeleitet aus experimentellen und rechnerischen Daten

Bezeichnung	N4	H2
$(v_{c,u})_{exp}$ (Tabelle 4-7) [-]	0,37	0,45
$(v_{c,u})_{cal}$ [-]	0,37	0,46

4.6 Darstellung der erarbeiteten Grundlagen

Zur Beschreibung des Einflusses der Stahlfasern auf den Traganteil des nicht umschnürten Betons zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder wurde die Spannungs-Stauchungsbeziehung normal- und hochfester Stahlfaserbetone experimentell untersucht. In der vorliegenden Arbeit ist im Besonderen die Beschreibung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton von Bedeutung, da die höhere Beanspruchbarkeit von Stahlfaserbeton nach Überschreiten der Bruchstauchung unter einaxialer Druckfestigkeit zur Erzielung der definierten Sekundärtraglast genutzt werden soll.

Die Spannungs-Stauchungsbeziehung unter einaxialer Druckbeanspruchung wurde in 12 Serien unter Variation der Betondruckfestigkeit, der Körperschlankheit, der Stahlfasereigenschaften und des Stahlfasermassengehaltes experimentell analysiert.

Die experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen gemäß den Ansätzen aus der Literatur zeigten teilweise erhebliche Abweichungen. In Anlehnung an den in Kapitel 3.3.3 erweiterten Ansatz nach SARGIN [Sar-71] wurde der Parameter D sowie die Bruchstauchung in Abhängigkeit von dem definierten Parameter F_0 beschrieben. Der Parameter F_0 entspricht dem Verhältnis der Biegezugfestigkeit des Stahlfaserbetons gemäß der RICHTLINIE STAHLFASERBETON [DAf-10] und der Spaltzugfestigkeit des Nullbetons gemäß DIN EN 12390-6 [DIN-10]. Der Einfluss der Körperschlankheit auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton konnte mit dem in Kapitel 3.3.3 formulierten eigenen Ansatz erfasst werden.

Es ist anzumerken, dass der eigene Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton für das festgestellte Verhältnis der Stahlfaserorientierung in den Zylindern und den Balken der Biegezugprüfung Gültigkeit hat. Bei davon abweichender Ausrichtung der Stahlfasern sind die Koeffizienten in dem eigenen Ansatz (Gl. (4-4) bzw. Gl. (4-8)) anzupassen.

Zur Beschreibung des Einflusses der Stahlfasern auf den Zusammenhang zwischen der Querverformung des Betons und der Dehnung der Querbewehrung wurde das Querverformungsverhalten normal- und hochfester Stahlfaserbetone analog zu Nullbeton experimentell untersucht und beschrieben. Die festgestellten Unterschiede im Querverformungsverhalten von Null- und Stahlfaserbeton sollten sich in einer Veränderung der Umschnürungswirkung der Querbewehrung widerspiegeln.

5 Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

5.1 Zielsetzung

Auf Basis eines Vergleichs mit experimentellen Ergebnissen aus der Literatur wird ausgearbeitet, welcher der in Kapitel 2.3.3 dargestellten Ansätze zur Beschreibung der mehraxialen Materialkennwerte von Beton sich für eine realitätsnahe Ermittlung des Traganteils des von Querbewehrung umschlossenen Betons eignet.

5.2 Versuchsdatenbank

Experimentelle Untersuchungen zum Verhalten von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung sind u. a. in [Ans-98], [Att-96], [Dah-92], [Fan-11], [Imr-96], [Lu-05], [Lu-06], [Pan-01], [Rog-03], [Sch-77], [Set-93] sowie [Xie-95] dokumentiert. Die experimentellen Ergebnisse der genannten Forschungsarbeiten sowie Angaben zur Erstellung der Versuchsdatenbank sind in Anhang J zusammengefasst.

5.3 Druckfestigkeit

5.3.1 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen

Die erste Auswertung der experimentellen Ergebnisse der erstellten Versuchsdatenbank zeigt, dass die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton eine geringfügige Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit ausweist. Für die eigene Auswertung wird kein Zusammenhang zwischen der mehraxialen Druckfestigkeit und der Betondruckfestigkeit, wie z. B. von RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] vorgeschlagen (Kapitel 2.3.3), definiert.

Insgesamt können 216 experimentelle Einzelergebnisse der Versuchsdatenbank für die weitere Auswertung herangezogen werden (Bild 5-1).

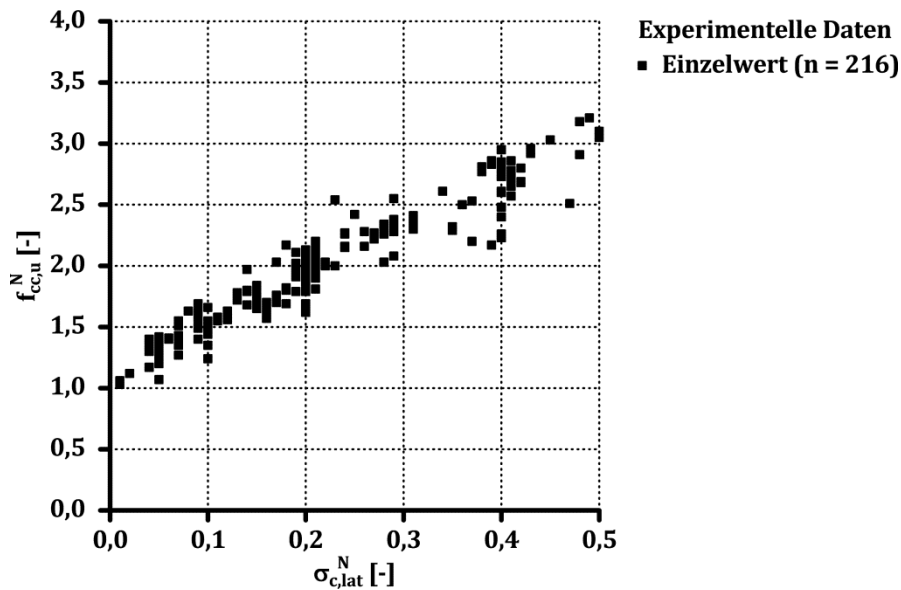


Bild 5-1: Normierte experimentell ermittelte mehraxiale Druckfestigkeit von Beton

Aus der experimentellen Datenbasis wird für 34 normierte Querdruckverhältnisse ein Mittelwert der experimentellen Ergebnisse ermittelt (Bild 5-2). Die verbliebenen Einzelwerte werden bei der weiteren Auswertung nicht berücksichtigt. Die Mittelwerte der experimentellen Ergebnisse können aus mindestens zwei unabhängigen Versuchsserien gebildet werden. Somit lassen sich Einflüsse aus der Versuchsmethodik auf das experimentelle Ergebnis minimieren.

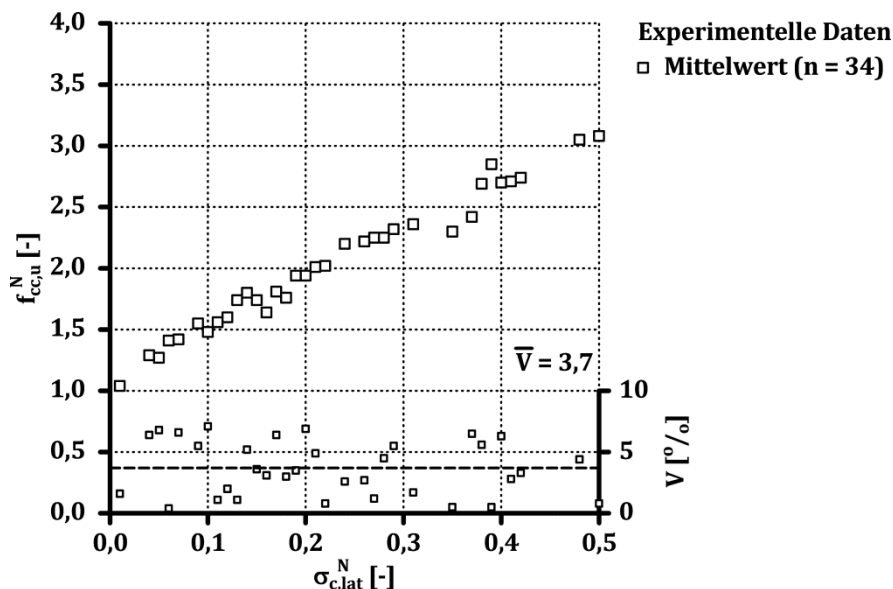


Bild 5-2: Mittelwert der normierten experimentell ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton sowie der berechnete Variationskoeffizient

Die experimentellen Ergebnisse weisen eine maximale Abweichung vom Mittelwert von etwa $V = 7 \%$ auf (Bild 5-2). Der Mittelwert des Variationskoeffizienten liegt bei etwa $\bar{V} = 3,7 \%$. Aufgrund des geringen Streubereichs erscheint die Betrachtung der

mehraxialen Druckfestigkeit unabhängig von der Betondruckfestigkeit in der vorliegenden Arbeit als hinreichend genau.

5.3.2 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur

Eine Gegenüberstellung der in Kapitel 2.3.3 dargestellten Ansätze aus der Literatur und den Mittelwerten der experimentellen Daten ist in Bild 5-3 und Bild 5-4 enthalten.

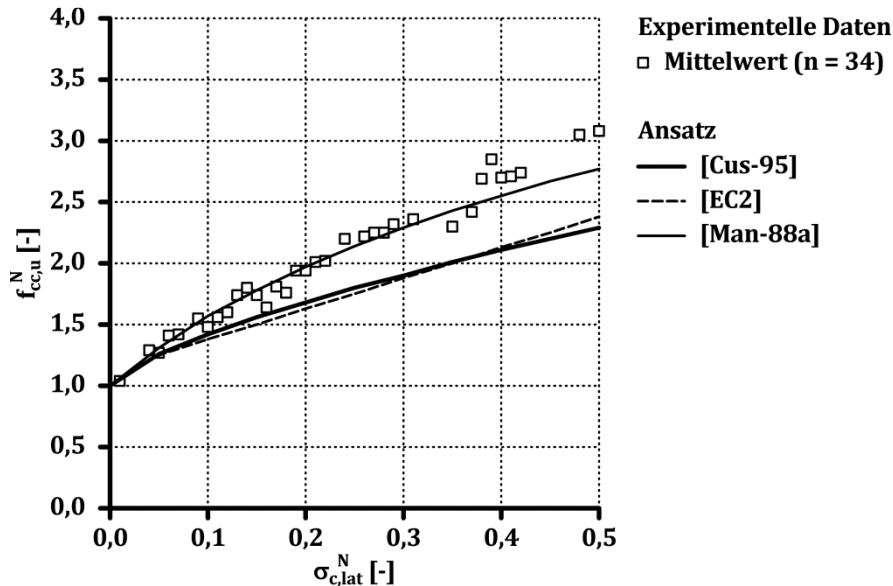


Bild 5-3: Normierte experimentell und rechnerisch ermittelte mehraxiale Druckfestigkeit von Beton gemäß der Ansätze nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95], DIN EN 1992-1-1 [EC2] sowie MANDER ET AL. [Man-88a]

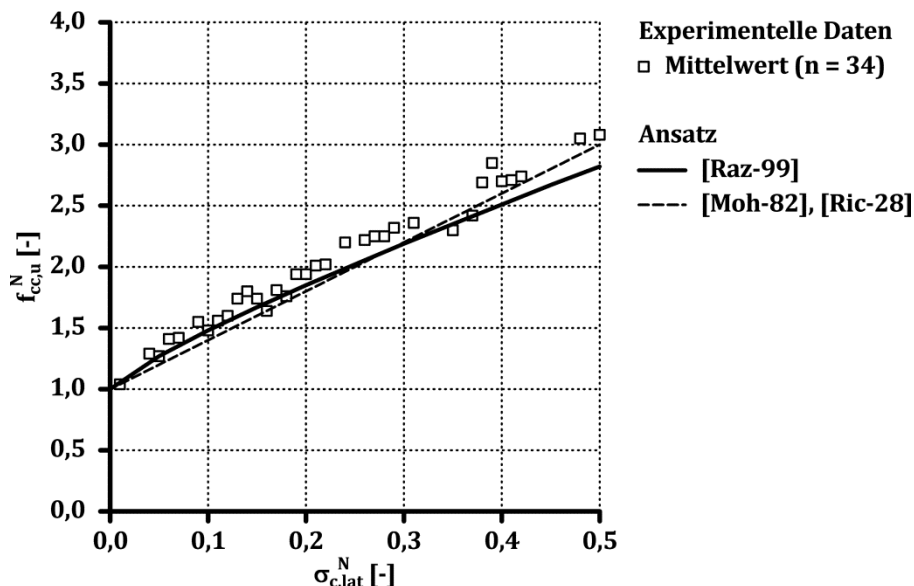


Bild 5-4: Normierte experimentell und rechnerisch ermittelte mehraxiale Druckfestigkeit von Beton gemäß der Ansätze nach RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] sowie MOHR & COULOMB [Moh-82] mit dem Proportionalitätsfaktor nach RICHART ET AL. [Ric-28]

Für den Ansatz nach RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99], welcher eine Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit aufweist, wird die mittlere einaxiale Druckfestigkeit der eigenen Versuchsdatenbank von etwa $f_{c,u} = -73 \text{ N/mm}^2$ angesetzt.

In Bild 5-5 ist der Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton gemäß dem Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-88a] dargestellt. Der Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton der weiteren Ansätze ist in Anhang K enthalten.

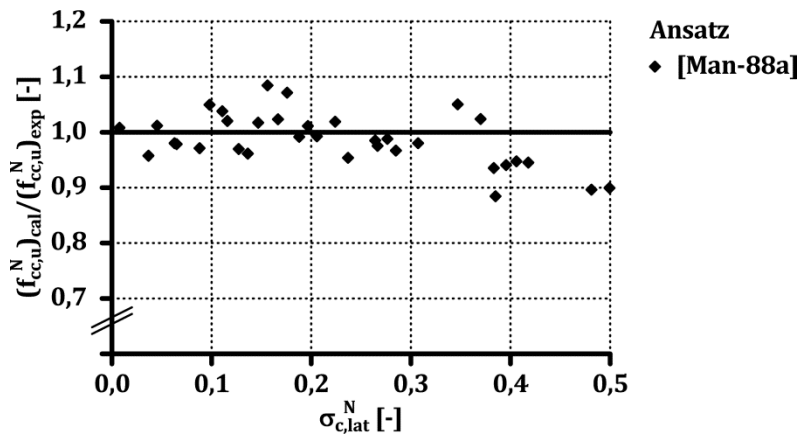


Bild 5-5: Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton gemäß dem Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-88a]

Im Bereich bis etwa 30 % der normierten Querdruckbeanspruchung überschätzt der Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-88a] die experimentellen Werte maximal um etwa 8 %. Oberhalb dieses Niveaus der normierten Querdruckbeanspruchung wird die mehraxiale Druckfestigkeit zunehmend konservativ mit einer maximalen Abweichung der rechnerischen und experimentellen Werte von etwa 12 % abgebildet. Im Mittel weicht der Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-88a] um etwa 2 % von den experimentellen Ergebnissen ab. Für die innerhalb der vorliegenden Arbeit untersuchten Ansätze weist die mathematische Formulierung nach MANDER ET AL. [Man-88a] im Mittel die geringste Abweichung von dem experimentellen Verhalten auf (Tabelle 5-1). Der Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-88a] eignet sich somit am ehesten, den Traganteil des von Querbewehrung umschlossenen Betons abzubilden.

5 Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

Tabelle 5-1: Zusammenfassende Gegenüberstellung der experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton

Quelle	$\min \left((f_{cc,u}^N)_{cal} / (f_{cc,u}^N)_{exp} \right)$	$\max \left((f_{cc,u}^N)_{cal} / (f_{cc,u}^N)_{exp} \right)$	$\overline{(f_{cc,u}^N)_{cal} / (f_{cc,u}^N)_{exp}}$
[Cus-95]	0,73	1,02	0,85
[EC2]	0,73	0,92	0,83
[Man-88a]	0,88	1,08	0,98
[Moh-82], [Ric-82]	0,86	1,05	0,93
[Raz-99]	0,86	1,02	0,94

5.3.3 Eigener Ansatz

Um im Weiteren den Einfluss der Stahlfasern auf das Verhalten von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung beurteilen zu können, wird ein eigener Ansatz zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton erarbeitet.

Aus den Mittelwerten der experimentellen Ergebnisse wird die Steigung des Druckmeridians bzw. der Proportionalitätsfaktor in Form von

$$k_1 = \left(\frac{f_{cc,u}^N - 1}{\sigma_{c,lat}^N} \right) \quad \text{Gl. (5-1)}$$

abgeleitet (Bild 5-6).

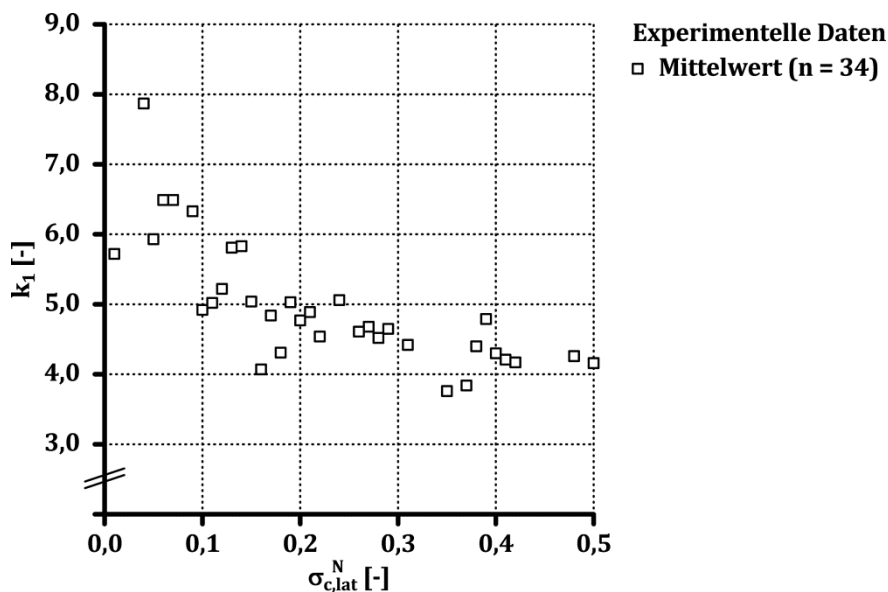


Bild 5-6: Verlauf des Proportionalitätsfaktors bzw. Steigung des Druckmeridians von Beton

Die Steigung des Druckmeridians nimmt mit zunehmender normierter Querdruckbeanspruchung nichtlinear ab. Bei geringer Querdruckbeanspruchung werden die inneren

versagensauslösenden Querkzugspannungen überdrückt. Die sich infolge der Querkdruckbeanspruchung aufbauende innere Querkzugspannung in Hauptbeanspruchungsrichtung ist verhältnismäßig gering. Die Beanspruchbarkeit in Hauptrichtung nimmt überproportional zu. Mit zunehmender Querkdruckbeanspruchung werden in Hauptbeanspruchungsrichtung entsprechend größere Querkzugspannungen aufgebaut, woraus sich die verhältnismäßig geringere mehraxiale Druckfestigkeit ergibt.

Um die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton rechnerisch zu beschreiben, wird für den in Bild 5-6 dargestellten Verlauf des Proportionalitätsfaktors der experimentellen Ergebnisse eine Regressionsanalyse durchgeführt (Bild 5-7).

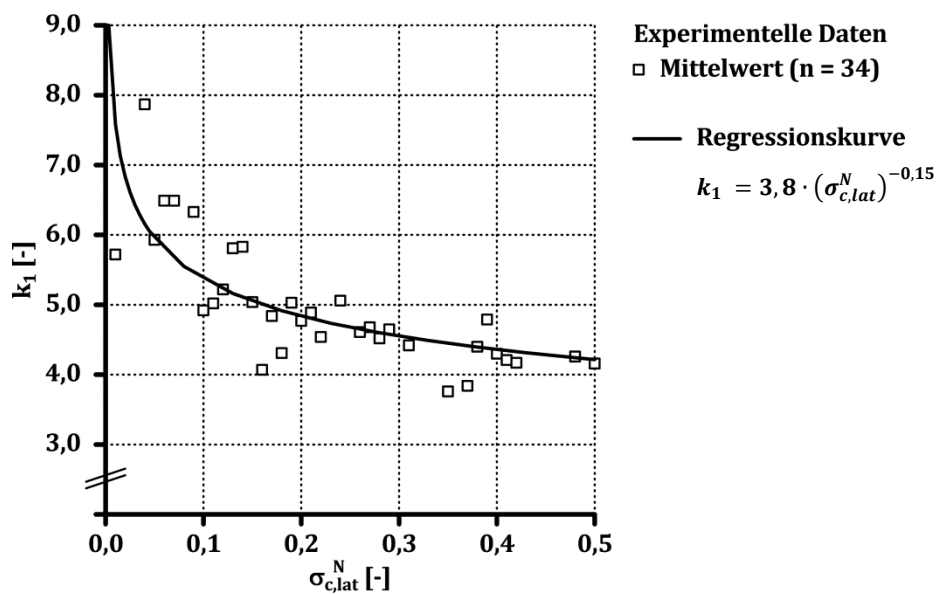


Bild 5-7: Verlauf des Proportionalitätsfaktors bzw. Steigung des Druckmeridians von Beton sowie Ergebnis der Regressionsanalyse

Der eigene Ansatz zur Ermittlung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton ergibt sich unter Kombination des Ergebnisses der Regressionsanalyse entsprechend Bild 5-7 und Gl. (2-57) zu

$$f_{cc,u}^N = 1,0 + 3,8 \cdot (\sigma_{c,lat}^N)^{0,85} \quad \text{für} \quad 0 < \sigma_{c,lat}^N \leq 0,5. \quad \text{Gl. (5-2)}$$

5.3.4 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz

Die Mittelwerte der experimentellen Ergebnisse sowie die rechnerisch ermittelte mehraxiale Druckfestigkeit von Beton gemäß dem eigenen Ansatz sind in Bild 5-8 dargestellt. Die Abweichung der rechnerischen und experimentellen Ergebnisse ist in Bild 5-9 zusammengefasst.

Der eigene Ansatz unter- bzw. überschätzt die experimentellen Ergebnisse um etwa 9 bzw. 10 %. Im Mittel stimmt die eigene mathematische Formulierung zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton mit den experimentellen Werten gut überein.

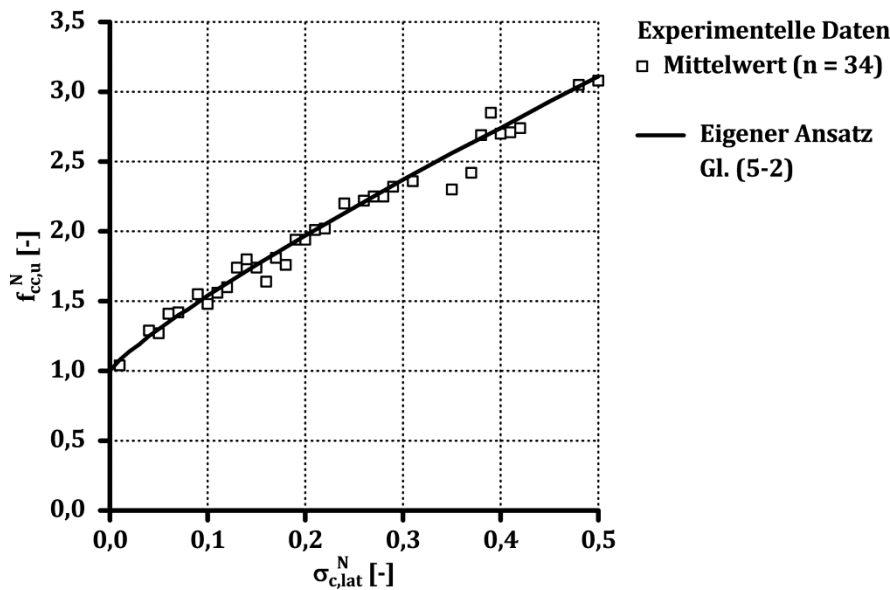


Bild 5-8: Normierte experimentell und rechnerisch ermittelte mehraxiale Druckfestigkeit von Beton gemäß dem eigenen Ansatz

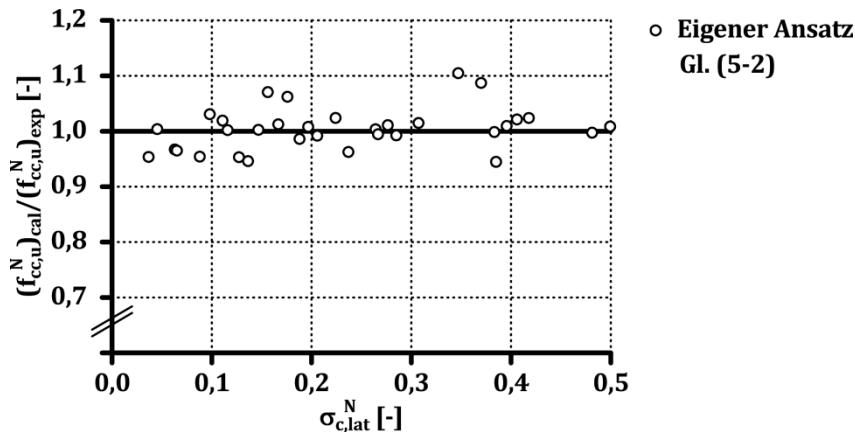


Bild 5-9: Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton gemäß dem eigenen Ansatz

5.4 Bruchstauchung

5.4.1 Ergebnisse experimentelle Untersuchungen

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen zum Verhalten von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung wird im Allgemeinen die Bruchstauchung des Betons dokumentiert. Die Datensätze von DAHL [Dah-92] sowie SCHICKERT & WINKLER [Sch-77] enthalten keine Angaben zur mehraxialen Bruchstauchung von Beton.

Bei der eigenen Auswertung werden die in [Fan-11], [Lu-05], [Lu-06], [Pan-01] und [Xie-95] enthaltenen experimentellen Ergebnisse nicht berücksichtigt, da die Angaben zur experimentell ermittelten Bruchstauchung unter einaxialer Druckbeanspruchung von $\varepsilon_{c,u} = -1,0$ bzw. $-5,1$ ‰ als nicht plausibel erscheinen.

Die Durchsicht der in Anhang J enthaltenen Datensätze zeigt, dass die mehraxiale Bruchstauchung von Beton nicht wie die mehraxiale Druckfestigkeit unabhängig von der Betondruckfestigkeit zu bewerten ist. Innerhalb der vorliegenden Arbeit wird ein Zusammenhang zwischen der mehraxialen Bruchstauchung und der einaxialen Druckfestigkeit hergestellt. Für die Mittelwertbildung können 47 experimentelle Ergebnisse in 4 Klassen mit einer mittleren einaxialen Druckfestigkeit von $f_{c,u} = -28,4$, $-47,9$, $-74,5$ sowie $-100,2 \text{ N/mm}^2$ eingeteilt werden (Bild 5-10).

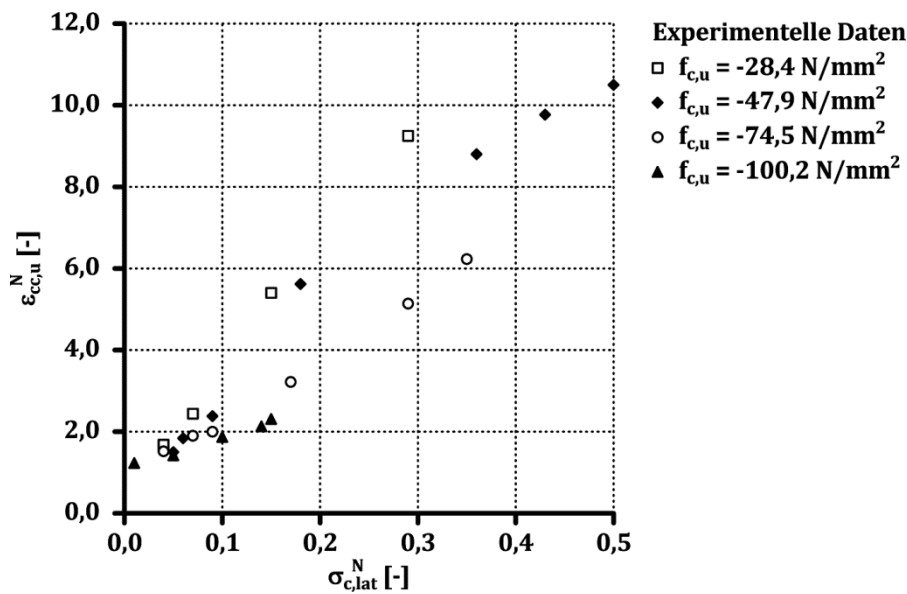


Bild 5-10: Mittelwert der normierten experimentell ermittelten mehraxialen Bruchstauchung von Beton

Die berechnete Streuung der Einzelwerte liegt für die 4 Betondruckfestigkeiten bei etwa $\bar{V} = 6,4 \%$. Die mehraxiale Bruchstauchung von Beton nimmt bei gleicher normierter Querdruckbeanspruchung mit zunehmender Betondruckfestigkeit ab.

5.4.2 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur

Da die Ansätze nach DIN EN 1992-1-1 [EC2], LÉGERON & PAULTRE [Leg-03] sowie MANDER ET AL. [Man-88a] keine Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit aufweisen (Tabelle 2-8), kann das experimentell ermittelte Verhalten durch die genannten Ansätze nicht abgebildet werden. Auf einen Vergleich mit den experimentellen Ergebnissen wird in der vorliegenden Arbeit verzichtet. Die Gegenüberstellung der Ansätze nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95] sowie RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] und den experimentellen Mittelwerten der Betone mit einer mittleren einaxialen Druckfestigkeit von $f_{c,u} = -28,4 \text{ N/mm}^2$ bzw. $f_{c,u} = -100,2 \text{ N/mm}^2$ ist in Bild 5-11 enthalten. Zur Darstellung der mehraxialen Bruchstauchung von Beton wird für den Ansatz nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95] bzw. RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] der obere und der untere Mittelwert der experimentell ermittelten Bruchstauchung bzw. Druckfestigkeit unter einaxialer Druckbeanspruchung angesetzt.

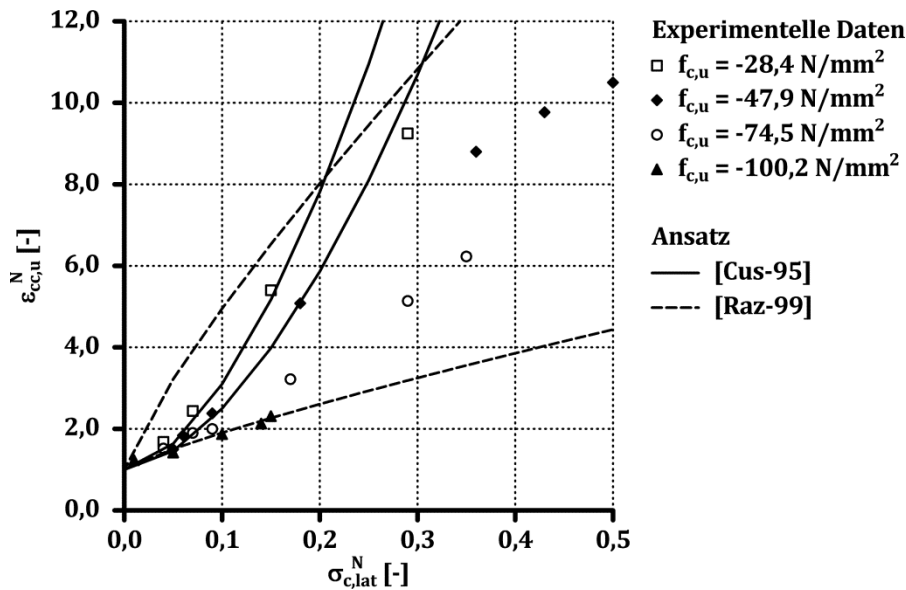


Bild 5-11: Normierte experimentell und rechnerisch ermittelte mehraxiale Bruchstauchung von Beton gemäß der Ansätze nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95] sowie RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99]

Der Ansatz nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95] erfasst das experimentelle Verhalten nicht zutreffend (Bild 5-11). Der Ansatz nach RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] überschätzt die mehraxiale Bruchstauchung des Betons mit der geringsten einaxialen Druckfestigkeit und bildet die des Betons mit der höchsten einaxialen Druckfestigkeit hinreichend genau ab.

Die rechnerische Überschätzung der mehraxialen Bruchstauchung von Beton gemäß dem Ansatz nach RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] nimmt bei einer normierten Querdruckbeanspruchung von $\sigma_{c,lat}^N < 0,1$ mit zunehmender Betondruckfestigkeit von etwa 70 % auf etwa 5 % ab (Bild 5-12). Die Übereinstimmung der rechnerischen und experimentellen Werte nimmt über den gesamten betrachteten Bereich der Querdruckbeanspruchung tendenziell mit zunehmender Betondruckfestigkeit zu.

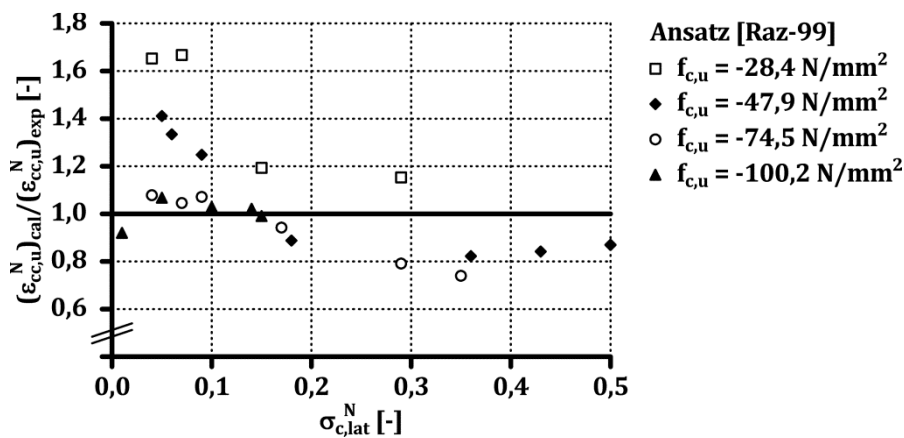


Bild 5-12: Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Bruchstauchung von Beton gemäß dem Ansatz nach RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99]

5.4.3 Eigener Ansatz

Aufgrund der deutlichen Abweichungen zwischen der experimentell ermittelten mehraxialen Bruchstauchung von Beton und dem Ansatz nach RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] wird eine eigene Formulierung erarbeitet.

Bei der Entwicklung des eigenen Ansatzes ist entsprechend der Auswertung der experimentellen Ergebnisse eine Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit zu berücksichtigen. Die eigene Formulierung erfolgt in Anlehnung an den Ansatz nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] mit

$$\varepsilon_{cc,u}^N = (f_{cc,u}^N)^{k_2} . \quad \text{Gl. (5-3)}$$

Der Exponent k_2 in Gl. (5-3) wird auf Basis einer Regressionsanalyse bestimmt zu

$$k_2 = 3,0 + 0,015 \cdot f_{c,u} . \quad \text{Gl. (5-4)}$$

Unter Kombination von Gl. (5-2), Gl. (5-3) und Gl. (5-4) ergibt sich der eigene Ansatz zur Beschreibung der mehraxialen Bruchstauchung von Beton zu

$$\varepsilon_{cc,u}^N = \left(1,0 + 3,8 \cdot (\sigma_{c,lat}^N)^{0,85} \right)^{(3,0+0,015 \cdot f_{c,u})} \quad \text{für } 0 < \sigma_{c,lat}^N \leq 0,5 . \quad \text{Gl. (5-5)}$$

5.4.4 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz

In Bild 5-13 ist die Gegenüberstellung des eigenen Ansatzes mit den Mittelwerten der experimentellen Daten des Betons mit der geringsten bzw. höchsten einaxialen Druckfestigkeit enthalten.

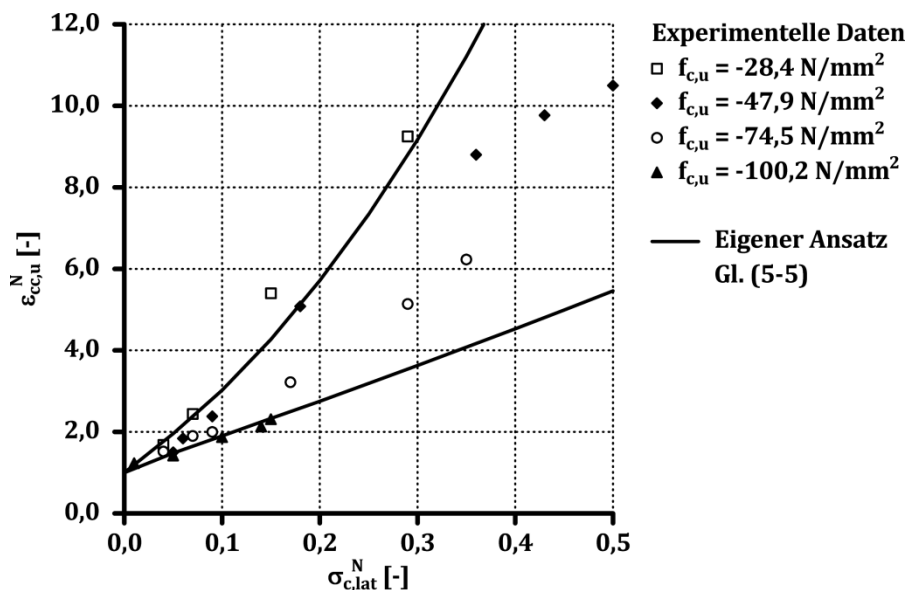


Bild 5-13: Normierte experimentell und rechnerisch ermittelte mehraxiale Bruchstauchung von Beton gemäß dem eigenen Ansatz

5 Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

Die eigene mathematische Formulierung zur Beschreibung der mehraxialen Bruchstauchung von Beton unterschätzt die experimentellen Werte des Betons mit der geringsten einaxialen Druckfestigkeit maximal um etwa 23 % und überschätzt die des Betons mit einer einaxialen Druckfestigkeit von $f_{c,u} = -47,9 \text{ N/mm}^2$ um maximal etwa 26 % (Bild 5-14).

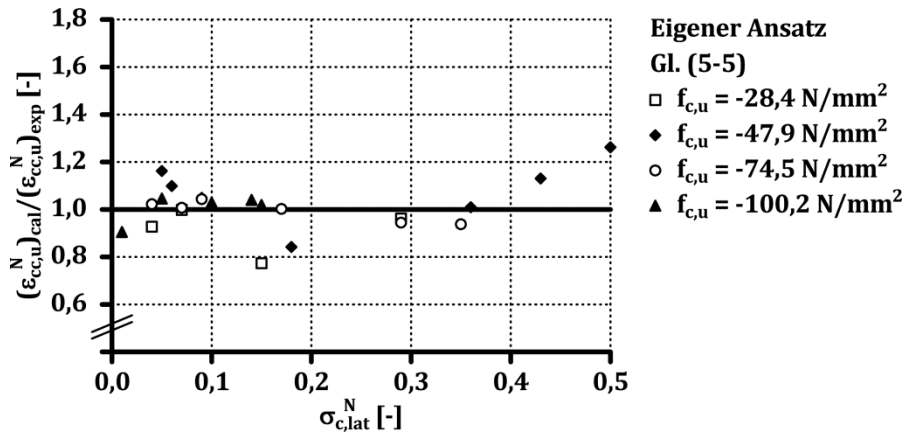


Bild 5-14: Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Bruchstauchung von Beton gemäß dem eigenen Ansatz

5.5 Spannungs-Stauchungsbeziehung

5.5.1 Ergebnisse experimentelle Untersuchungen

In Bild 5-15 bzw. Bild 5-16 sind experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung mit einer einaxialen Druckfestigkeit von etwa $f_{c,u} = -25$ bzw. -100 N/mm^2 unter Variation der Querdruckbeanspruchung dargestellt.

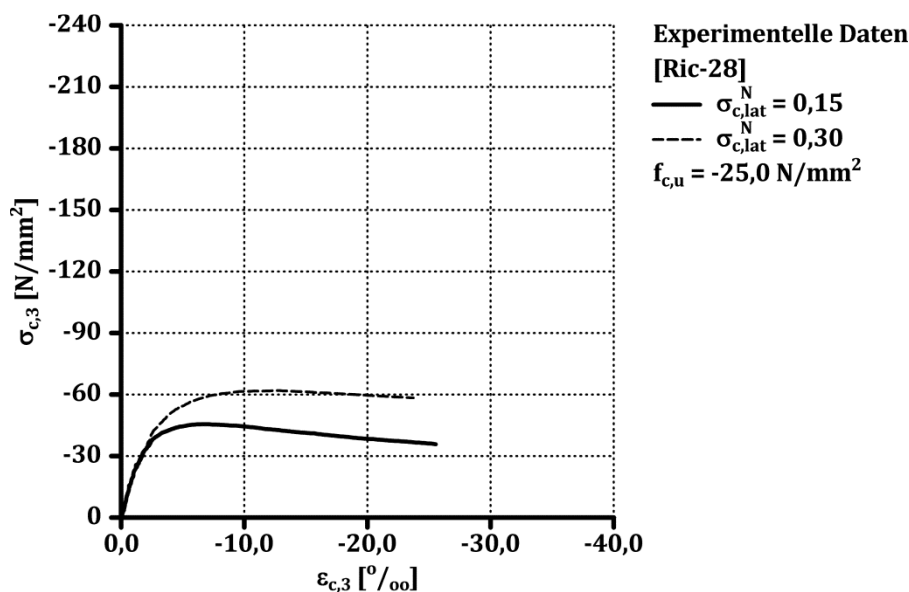


Bild 5-15: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen eines normalfesten Betons unter mehraxialer Druckbeanspruchung [Ric-28]

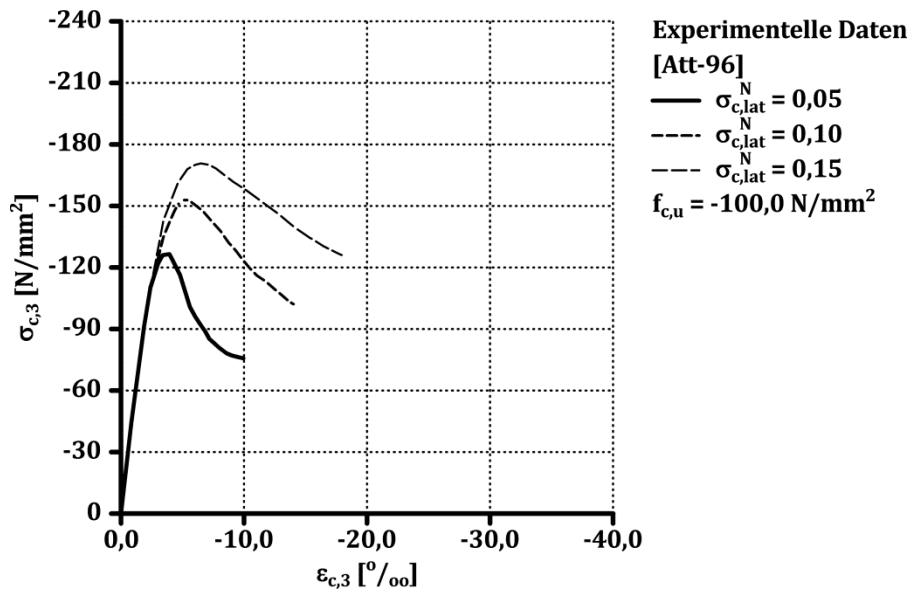


Bild 5-16: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen eines hochfesten Betons unter mehraxialer Druckbeanspruchung [Att-96]

Die Spannungs-Stauchungsbeziehungen weisen im ansteigenden Ast unabhängig von der Höhe der Querdruckbeanspruchung eine nahezu identische Steifigkeit auf. Lediglich das Spannungsniveau der Linearitätsgrenze erhöht sich infolge der Querdruckbeanspruchung. Der Verlauf des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehungen zeigt die typischen Merkmale im unterschiedlichen Entfestigungsverhalten normal- und hochfester Betone. Der normalfeste Beton weist ein nahezu plastisches, der hochfeste Beton ein eher sprödes Materialversagen auf.

5.5.2 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur

Da der Betontraganteil an der Sekundärtraglast im Wesentlichen durch den Traganteil des von Querbewehrung umschlossenen Betons bestimmt wird, welcher mit der mehraxialen Druckfestigkeit sein Maximum erreicht, ist die Abbildung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung unter mehraxialer Druckbeanspruchung in der vorliegenden Arbeit nicht relevant.

Wie in Kapitel 2.3.1 dargestellt, weisen die Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung unter einaxialer Druckbeanspruchung bis zum Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit nur unwesentliche Unterschiede auf (Bild 2-12, Bild 2-13). Die sich ergebenden Abweichungen in der Abbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung unter mehraxialer Druckbeanspruchung bis zum Erreichen der mehraxialen Druckfestigkeit resultieren somit aus den jeweils verwendeten Ansätzen zur Bestimmung der mehraxialen Materialkennwerte von Beton. Die Abweichungen der Ansätze aus der Literatur zur Ermittlung der mehraxialen Materialkennwerte vom experimentellen Verhalten werden in Kapitel 5.3.2 bzw. 5.4.2 erläutert. Auf einen Vergleich der Ansätze zur

5 Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung mit den experimentellen Ergebnissen wird verzichtet.

5.5.3 Eigener Ansatz

Zur Beschreibung des Traganteils des von Querbewehrung umschlossenen Betons wird in der vorliegenden Arbeit die mathematische Formulierung nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] zur Abbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung entsprechend Gl. (5-6) bis Gl. (5-8) verwendet.

$$\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3})\right)_{cc} = \left(\frac{k_{cc} \cdot \eta_{cc} - \eta_{cc}^2}{1 + (k_{cc} - 2) \cdot \eta_{cc}}\right) \cdot f_{cc,u} \quad \text{Gl. (5-6)}$$

mit dem Plastizitätsfaktor

$$k_{cc} = E_c \cdot \frac{\varepsilon_{cc,u}}{f_{cc,u}} \quad \text{Gl. (5-7)}$$

und

$$\eta_{cc} = \frac{\varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{cc,u}} \quad \text{Gl. (5-8)}$$

sowie mit $f_{cc,u}$ bzw. $\varepsilon_{cc,u}$ gemäß der eigenen Ansätze entsprechend Gl. (5-2) bzw. Gl. (5-5) und E_c als Elastizitätsmodul unter einaxialer Druckbeanspruchung entsprechend z. B. Tabelle 2-3.

5.5.4 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz

Die Spannungs-Stauchungsbeziehungen des normalfesten Betons können über den gesamten Bereich in guter Übereinstimmung zu den experimentellen Ergebnissen mit dem eigenen Ansatz abgebildet werden (Bild 5-17).

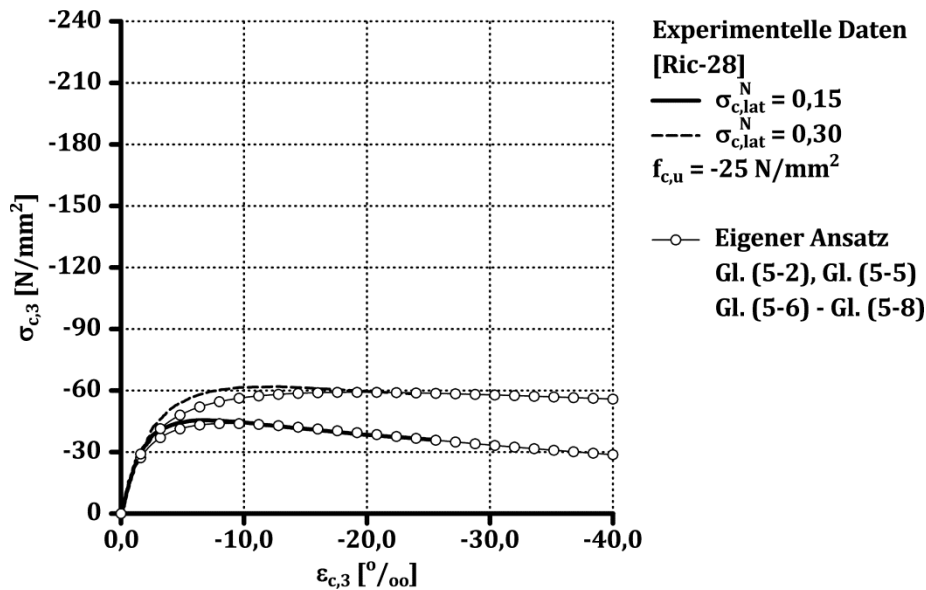


Bild 5-17: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen eines normalfesten Betons unter mehraxialer Druckbeanspruchung gemäß dem eigenen Ansatz

Die rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen des hochfesten Betons weisen im ansteigenden Ast eine gute Konformität mit den experimentellen Ergebnissen auf. Das Entfestigungsverhalten wird zu spröde abgebildet (Bild 5-18).

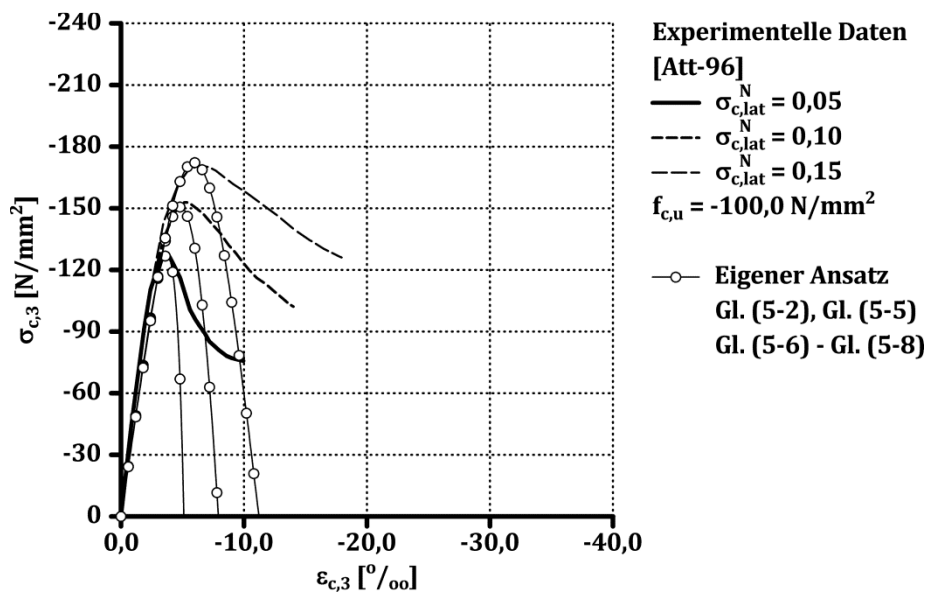


Bild 5-18: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen eines hochfesten Betons unter mehraxialer Druckbeanspruchung gemäß dem eigenen Ansatz

5.6 Darstellung der erarbeiteten Grundlagen

Zur Beschreibung des Traganteils des von Querbewehrung umschlossenen Betons zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder wurde das Verhalten von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung analysiert.

In einer Datenbank wurden aus 12 Versuchsserien aus der Literatur insgesamt 216 experimentelle Einzelergebnisse zur mehraxialen Druckfestigkeit von Beton zusammengefasst. Für den Vergleich mit Ansätzen aus der Literatur wurde die experimentelle Datenbank auf Mittelwerte reduziert.

Von den in der vorliegenden Arbeit betrachteten Ansätzen zur Abbildung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton zeigte der Ansatz nach MANDER ET. AL. [Man-88a] die geringste Abweichung von den experimentellen Mittelwerten. Um im Weiteren den Einfluss der Stahlfasern auf das Verhalten von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung beurteilen zu können, wurde ein eigener Ansatz erarbeitet. Im direkten Vergleich mit dem Ansatz nach MANDER ET. AL. [Man-88a] bezüglich der maximalen Abweichung zwischen dem rechnerischen und experimentellen Ergebnis ist der eigene Ansatz gleichwertig.

Des Weiteren wurde in die Datenbank aus 8 Versuchsserien die experimentell ermittelte mehraxiale Bruchstauchung aufgenommen. Aus 47 Einzelergebnissen konnte für 4 Betondruckfestigkeiten die mehraxiale Bruchstauchung von Beton auf Mittelwertbasis ausgearbeitet werden.

Der Vergleich der experimentell ermittelten mehraxialen Bruchstauchung mit Ansätzen aus der Literatur zeigte, dass die Formulierung nach RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] die experimentellen Ergebnisse und deren Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit tendenziell erfasst. Aufgrund der Abweichungen von bis zu 70 % zwischen den experimentellen und den rechnerischen Werten gemäß dem Ansatz nach RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] wurde ein eigener Ansatz erarbeitet, der eine gute Konformität mit den experimentellen Ergebnissen aufweist.

Die Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung erfolgt in der vorliegenden Arbeit mit dem Ansatz nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] unter Verwendung der eigenen Ansätze zur Ermittlung der mehraxialen Materialkennwerte entsprechend Gl. (5-2) bzw. Gl. (5-5).

6 Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

6.1 Zielsetzung

Zur Analyse des Einflusses der Stahlfasern auf das Last-Verformungsverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder wird untersucht, ob sich der Einsatz von Stahlfasern auf die mehraxialen Materialkennwerte von Beton auswirkt.

6.2 Versuchsdatenbank

Experimentelle Untersuchungen zum Verhalten von Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung sind in [Bab-12], [Che-92], [Cur-02], [Fan-11], [Lu-05] [Lu-06] sowie [Pan-01] dokumentiert. Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen sowie Angaben zur Erstellung der Versuchsdatenbank sind in Anhang L zusammengefasst.

6.3 Druckfestigkeit

6.3.1 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen

In Bild 6-1 sind die aus der genannten Literatur entnommenen experimentellen Daten der mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton zusammengestellt.

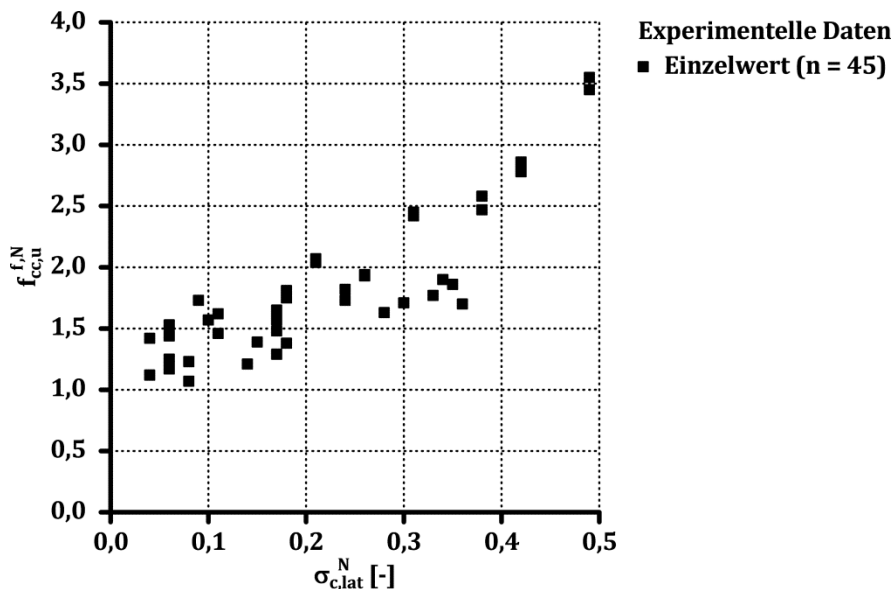


Bild 6-1: Normierte experimentell ermittelte mehraxiale Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton

Aus den insgesamt 45 Einzelergebnissen kann für 12 normierte Querdruckverhältnisse ein Mittelwert des experimentellen Daten gebildet werden (Bild 6-2). Die verbliebenen Einzelwerte werden für die weitere Auswertung nicht berücksichtigt.

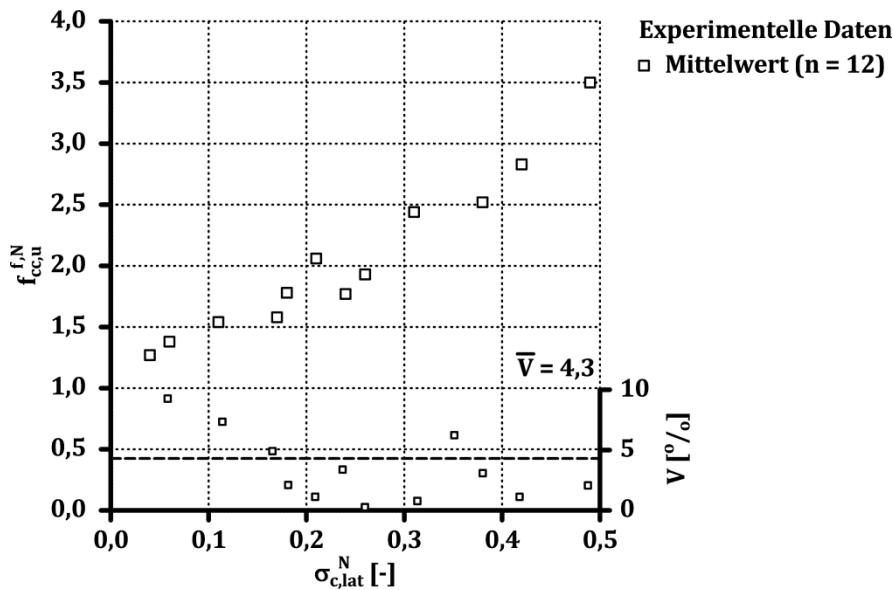


Bild 6-2: Mittelwert der normierten experimentell ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton sowie der berechnete Variationskoeffizient

Aufgrund der geringen experimentellen Datenmenge ist es nicht möglich, Mittelwerte aus unabhängigen Versuchsserien zu bilden. Einflüsse aus der Versuchsmethodik können somit nicht wie bei Nullbeton minimiert werden.

Die experimentellen Einzelwerte weisen eine maximale Abweichung vom Mittelwert von etwa $V = 10 \%$ auf. Der Mittelwert des Variationskoeffizienten liegt mit etwa $\bar{V} = 4,3 \%$ geringfügig oberhalb des Mittelwert des Variationskoeffizienten für Nullbeton (Bild 5-2).

6.3.2 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur

Der Vergleich der in Kapitel 2.3.4 dargestellten Ansätze zur Abbildung der mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton mit den Mittelwerten der experimentellen Daten ist in Bild 6-3 zusammengestellt.

Für die Ansätze aus der Literatur zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton zeigt die Formulierung von BABANAJAD ET AL. [Bab-12] im Mittel die geringste Abweichung von den experimentellen Daten (Tabelle 6-1, Anhang M).

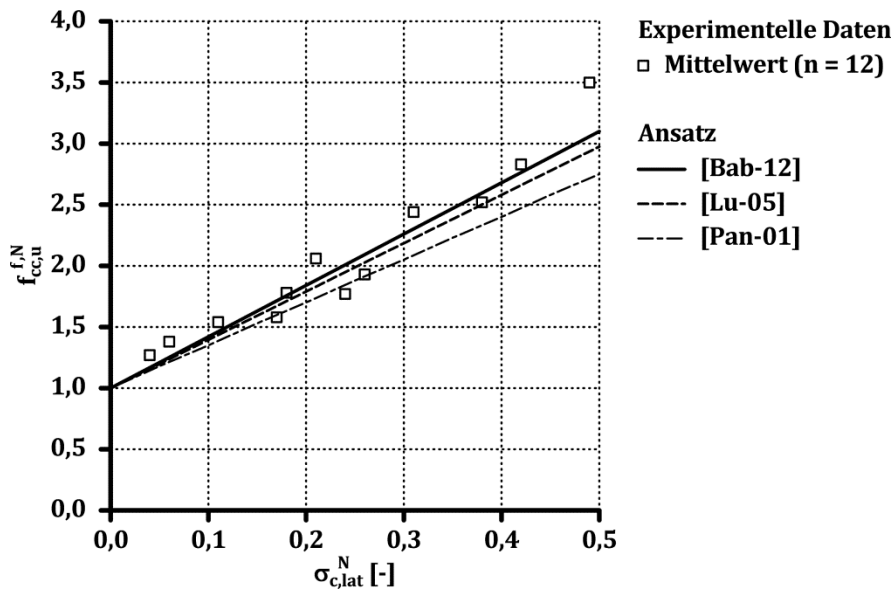


Bild 6-3: Normierte experimentell und rechnerisch ermittelte mehraxiale Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton gemäß der Ansätze nach BABANAJAD ET AL. [Bab-12], LU [Lu-05] sowie PANTAZOPOULOU & ZANGANEH [Pan-01]

Tabelle 6-1: Zusammenfassende Gegenüberstellung des experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton

Quelle	k_1^f	$\min \left((f_{cc,u}^N)_{cal} / (f_{cc,u}^N)_{exp} \right)$	$\max \left((f_{cc,u}^N)_{cal} / (f_{cc,u}^N)_{exp} \right)$	$\overline{(f_{cc,u}^N)_{cal} / (f_{cc,u}^N)_{exp}}$
[Bab-12]	4,2	0,87	1,12	0,98
[Lu-05]	3,95	0,84	1,09	0,95
[Pan-01]	3,5	0,77	1,03	0,91

Die Übereinstimmung der experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton nimmt im Mittel mit abnehmendem Proportionalitätsfaktor ab (Tabelle 6-1). Daraus kann abgeleitet werden, dass der Einsatz von Stahlfasern die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton nicht reduziert.

6.3.3 Eigener Ansatz

Zur Beurteilung, ob die Stahlfasern keinen Einfluss auf die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton ausüben oder sich infolge der Stahlfasern die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton erhöht, wird in Anlehnung an den eigenen Ansatz entsprechend Gl. (5-2) eine vergleichbare Formulierung für Stahlfaserbeton erarbeitet.

Aus den Mittelwerten der experimentellen Ergebnisse wird der Proportionalitätsfaktor abgeleitet. Es wird eine Regressionsanalyse durchgeführt mit der Randbedingung, dass der Exponent in der verwendeten Exponentialfunktion mit dem von Nullbeton übereinstimmt (Bild 6-4).

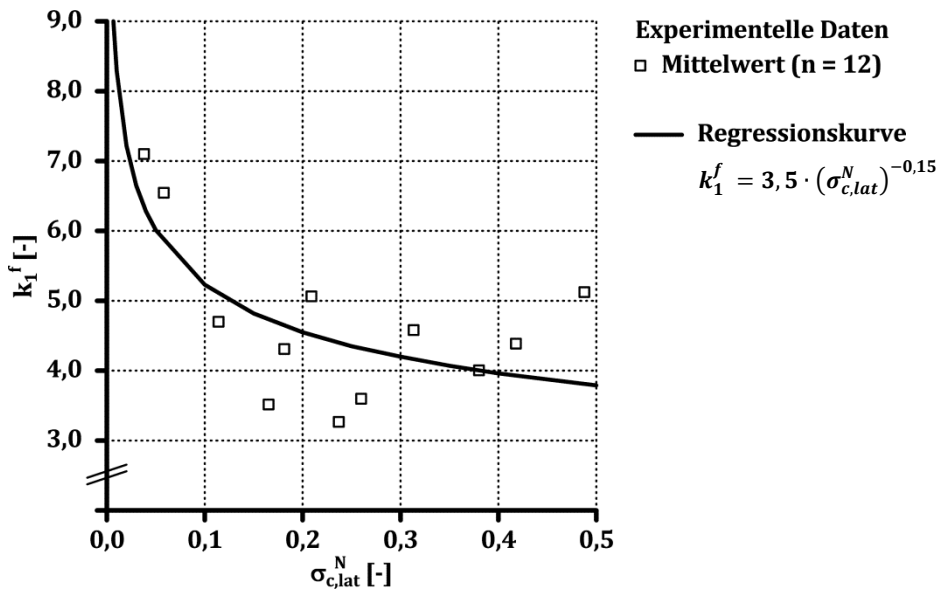


Bild 6-4: Verlauf des Proportionalitätsfaktors bzw. Steigung des Druckmeridians von Stahlfaserbeton sowie Ergebnis der Regressionsanalyse

Der Proportionalitätsfaktor von Stahlfaserbeton mit

$$k_1^f = 3,5 \cdot (\sigma_{c,lat}^N)^{-0,15} \quad \text{Gl. (6-1)}$$

weicht von dem Proportionalitätsfaktor von Nullbeton entsprechend Gl. (5-2) mit

$$k_1 = 3,8 \cdot (\sigma_{c,lat}^N)^{-0,15}$$

in Bezug auf den verwendeten Koeffizienten in der Exponentialfunktion ab. Der zahlenmäßig geringere Wert des Koeffizienten führt zu einer nichtlinearen Reduktion der mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton im Vergleich zu Nullbeton (Bild 6-5).

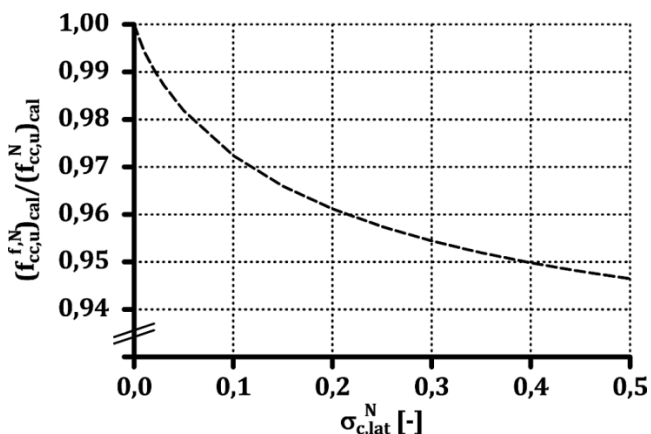


Bild 6-5: Abminderung der mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton gegenüber Nullbeton

Die Abweichung von maximal etwa 5,5 % erscheint unter Berücksichtigung der in Kapitel 6.3.1 festgestellten Streuung der mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton als gering, so dass die mehraxiale Druckfestigkeit von Null- und Stahlfaserbeton als näherungsweise gleich eingestuft werden kann.

Die Kalibrierung einer mathematischen Formulierung zur Beschreibung eines Tragmechanismus unterliegt stets dem der Modellbildung zugrundeliegenden experimentellen Datensatz. TOUTANJI [Tou-99] wertet Versuchsserien an Nullbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung, die in der eigenen Datenbank unberücksichtigt bleiben, hinsichtlich der mehraxialen Druckfestigkeit aus und definiert den Proportionalitätsfaktor zu

$$k_1 = 3,5 \cdot (\sigma_{c,lat}^N)^{-0,15} . \quad \text{Gl. (6-2)}$$

Diese Formulierung stimmt mit dem aus der Regressionsanalyse abgeleiteten Proportionalitätsfaktor von Stahlfaserbeton überein (Gl. (6-1)). Dies stützt die eigene Beurteilung, dass der Einfluss der Stahlfasern auf die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton vernachlässigt werden kann.

Für die weiteren Untersuchungen wird der eigene Ansatz zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Nullbeton für Stahlfaserbeton übernommen, d. h. es gilt:

$$f_{cc,u}^{f,N} = f_{cc,u}^N = 1,0 + 3,8 \cdot (\sigma_{c,lat}^N)^{0,85} \quad \text{für } 0 < \sigma_{c,lat}^N \leq 0,5 . \quad \text{Gl. (6-3)}$$

6.3.4 Vergleich experimenteller Ergebnissen mit dem eigenen Ansatz

Der Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton gemäß dem eigenen Ansatz ist in Bild 6-6 dargestellt.

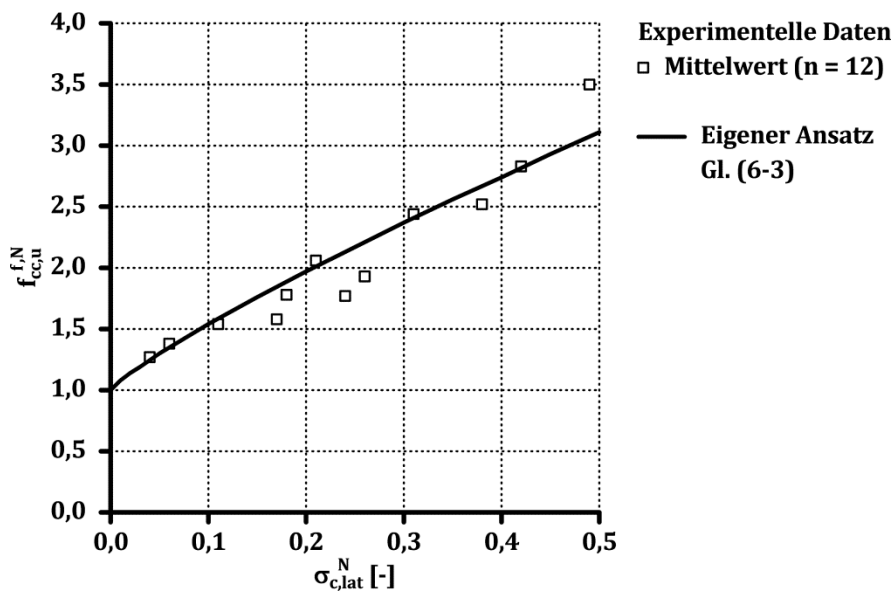


Bild 6-6: Normierte experimentell und rechnerisch ermittelte mehraxiale Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton gemäß dem eigenen Ansatz

Der eigene Ansatz weicht von den experimentellen Ergebnissen maximal bzw. im Mittel um 19 bzw. 4 % ab (Bild 6-7).

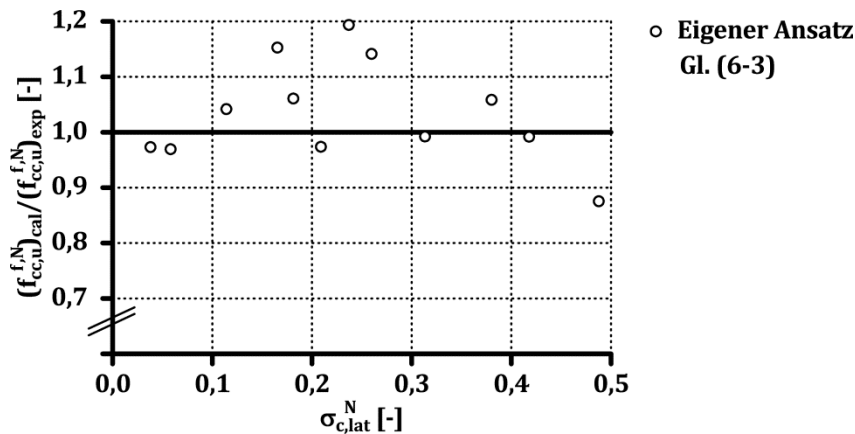


Bild 6-7: Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton gemäß dem eigenen Ansatz

6.4 Bruchstauchung

6.4.1 Ergebnisse experimentelle Untersuchungen

Angaben zur mehraxialen Bruchstauchung von Stahlfaserbeton sind in [Bab-12], [Fan-11], [Lu-05], [Lu-06] sowie [Pan-01] enthalten. In dem in [Bab-12] dokumentierten Datensatz fehlt die Angabe der einaxialen Bruchstauchung des Nullbetons, so dass dieser Datensatz für die weitere Auswertung ausgeschlossen wird. Die verbleibenden in [Fan-11], [Lu-05], [Lu-06] sowie [Pan-01] dargestellten experimentellen Ergebnisse weisen die bereits in Abschnitt 5.4.1 genannte nicht plausible Bruchstauchung von Nullbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung auf.

Um qualitativ den Einfluss der Stahlfasern auf die mehraxiale Bruchstauchung von Beton bewerten zu können, wird für die in [Fan-11] bzw. [Lu-05], [Lu-06] enthaltenen Datensätze die mehraxiale Bruchstauchung des Null- und Stahlfaserbetons vergleichend gegenübergestellt. In den in [Pan-01] dokumentierten experimentellen Untersuchungen werden der Null- und Stahlfaserbeton nicht unter derselben normierten Querdruckbeanspruchung geprüft. Der Datensatz eignet sich somit nicht für eine vergleichende Darstellung.

Auf Basis der Ergebnisse im Kapitel 5.4.1 erscheint die in [Fan-11] angegebene experimentell ermittelte mehraxiale Bruchstauchung des normalfesten Nullbetons zu gering (Bild 5-10, Bild 6-8). Bei dem Stahlfaserbeton mit einem Stahlfaservolumen von etwa $V_f = 0,4$ Vol.-% nimmt die mehraxiale Bruchstauchung gegenüber Nullbeton ab einer normierten Querdruckbeanspruchung von etwa $\sigma_{c,lat}^N = 0,38$ zu. Für den Stahlfaserbeton mit etwa $V_f = 0,9$ Vol.-% ist im Vergleich zu dem Nullbeton die mehraxiale Bruchstauchung über den gesamten Bereich der normierten Querdruckbeanspruchung erhöht.

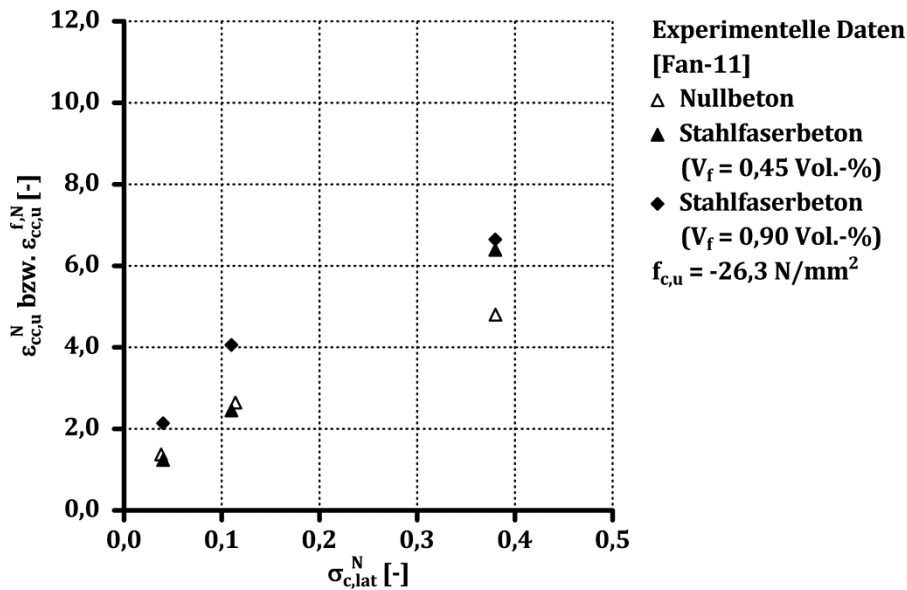


Bild 6-8: Normierte experimentell ermittelte mehraxiale Bruchstauchung von Null- und Stahlfaserbeton nach FANTILLI ET AL. [Fan-11]

Die Gegenüberstellung der in [Lu-05], [Lu-06] dargestellten experimentellen Ergebnisse zeigt, dass bis zu einer normierten Querdruckbeanspruchung von etwa $\sigma_{c,lat}^N = 0,25$ die mehraxiale Bruchstauchung des Null- und Stahlfaserbetons etwa gleichwertig ist (Bild 6-9). Oberhalb dieses Niveaus nimmt die mehraxiale Bruchstauchung des Stahlfaserbetons gegenüber dem Nullbeton zu.

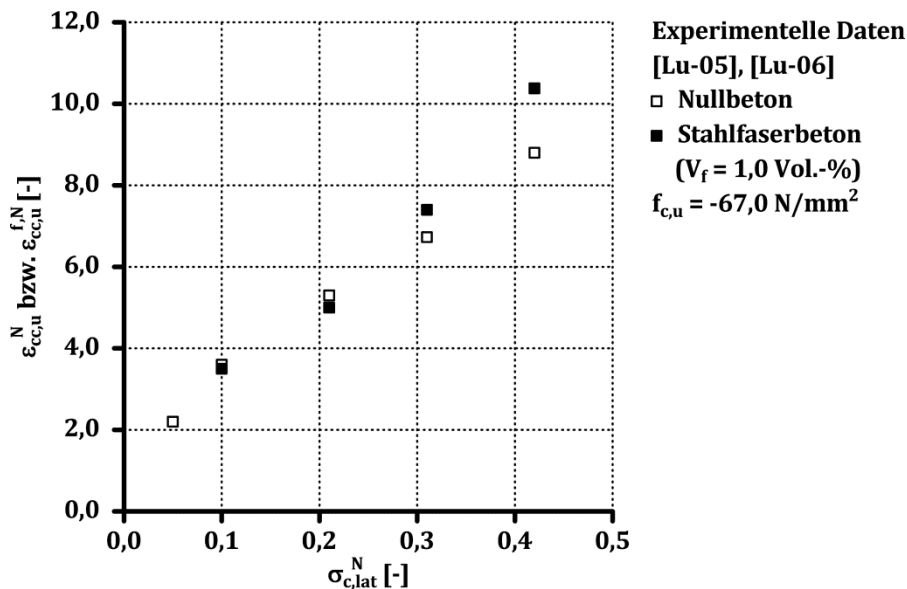


Bild 6-9: Normierte experimentell ermittelte mehraxiale Bruchstauchung von Null- und Stahlfaserbeton nach LU [Lu-05], LU & HSU [Lu-06]

Es kann festgestellt werden, dass die mehraxiale Bruchstauchung von Stahlfaserbeton tendenziell gegenüber Nullbeton zunimmt. Ob eine Abhängigkeit vom zugegebenen Stahlfaservolumen bzw. der Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons vorliegt, kann auf Basis der wenigen experimentellen Ergebnisse nicht eindeutig festgestellt werden.

6.4.2 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem Ansatz aus der Literatur

Der Ansatz nach LU [Lu-05] weist eine bessere Übereinstimmung mit der mehraxialen Bruchstauchung des Nullbetons auf als mit der des Stahlfaserbetons (Bild 6-10).

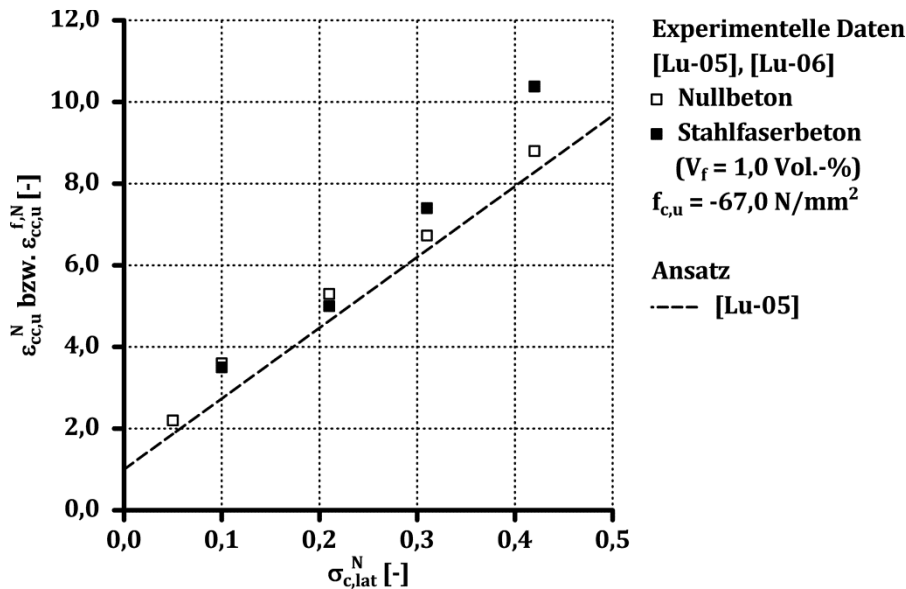


Bild 6-10: Normierte experimentell und rechnerisch ermittelte mehraxiale Bruchstauchung von Null- und Stahlfaserbeton gemäß dem Ansatz nach LU [Lu-05]

6.4.3 Eigener Ansatz

Aufgrund der geringen experimentellen Datenbasis wird in der vorliegenden Arbeit auf einen eigenen Ansatz zur Beschreibung der mehraxialen Bruchstauchung von Stahlfaserbeton verzichtet. Es wird der eigene Ansatz für Nullbeton entsprechend Gl. (5-5) übernommen.

6.5 Spannungs-Stauchungsbeziehung

Die Abbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung erfolgt in der vorliegenden Arbeit durch denselben Ansatz wie für Nullbeton entsprechend Gl. (5-6) bis Gl. (5-8).

6.6 Darstellung der erarbeiteten Grundlagen

Zur Beschreibung des Einflusses der Stahlfasern auf den Traganteil des von Querbewehrung umschlossenen Betons zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder wurde das Verhalten von Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung untersucht.

In einer Datenbank wurden aus 8 Versuchsserien insgesamt 45 experimentelle Einzelergebnisse zur mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton zusammengefasst. Für

den Vergleich mit Ansätzen aus der Literatur wurde die Datenbank auf Mittelwerte reduziert.

Der aus den experimentellen Ergebnissen abgeleitete Proportionalitätsfaktor reduziert die Steigung des Druckmeridians von Stahlfaserbeton gegenüber Nullbeton in dem betrachteten Bereich der Querdrukbeanspruchung um maximal etwa 5,5 %. Die eigene Formulierung des Proportionalitätsfaktors von Stahlfaserbeton stimmt mit dem Ansatz von TOUTANJI [Tou-99] für Nullbeton, der aus von der eigenen Datenbank unabhängigen experimentellen Ergebnissen entwickelt worden ist, überein.

Aufgrund der geringen experimentellen Datenbasis konnte ein Einfluss der Stahlfaserzugabe auf die mehraxiale Bruchstauchung von Beton nicht ausgearbeitet werden.

In der vorliegenden Arbeit wird die Spannungs-Stauchungsbeziehung unter mehraxialer Druckbeanspruchung von Null- und Stahlfaserbeton durch denselben Ansatz beschrieben.

7 Umschnürungswirkung der Querbewehrung

7.1 Zielsetzung

Zur Beschreibung des Traganteils des von Querbewehrung umschlossenen Betons zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder wird die Umschnürungswirkung der Querbewehrung untersucht. Auf Basis experimenteller und numerischer Untersuchungen wird überprüft, ob sich die in den Kapiteln 3.4 und 4.5 festgestellten Unterschiede im Querverformungsverhalten von Null- bzw. Stahlfaserbeton auf die Aktivierung der Umschnürungswirkung der Querbewehrung übertragen lassen.

Des Weiteren wird auf Grundlage der experimentellen und numerischen Analysen ausgearbeitet, ob sich einer der in Kapitel 2.3.5 dargestellten Ansätze zur Beschreibung des Umschnürungsfaktors für eine realitätsnahe Abbildung des Traganteils des von Querbewehrung umschlossenen Betons eignet.

7.2 Eigenes Versuchsprogramm und Versuchsdatenbank

Die eigenen experimentellen Untersuchungen werden an zylindrischen Versuchskörpern mit einem Durchmesser von $\phi = 20$ cm und einer Höhe von etwa $L = 60$ cm mit außenliegenden Ringbügeln ohne Betondeckung und ohne Längsbewehrung unter Variation

- der Betondruckfestigkeit (BDF),
- des Abstandes s_w und des Durchmessers der Querbewehrung $\phi_{s,w}$ sowie
- des Stahlfasermassengehalts m_f

unter verformungsgeregelter Belastung durchgeführt (Tabelle 7-1, Tabelle 7-2, Bild 7-1). Weitere Informationen zur Herstellung der Versuchskörper, dem Versuchsaufbau, der verwendete Messtechnik sowie Erläuterung zu der Messdatenauswertung sind in den Anhängen B und N zusammengefasst.

Der in Tabelle 7-1 bzw. Tabelle 7-2 angegebene normierte Querbewehrungsabstand s_w/b_c wird aus dem nach Aufmaß bestimmten mittleren Querbewehrungsabstand und dem Durchmesser des von Querbewehrung umschlossenen Betonquerschnitts entsprechend Gl. (7-1) ermittelt.

$$b_c = (20 - \phi_{s,w}) \quad \text{Gl. (7-1)}$$

Um den Einfluss der Stahlfasern auf die Umschnürungswirkung der Querbewehrung erfassen zu können, werden die Versuchskörper aus Null- bzw. Stahlfaserbeton mit einem näherungsweise gleichem Querbewehrungsgrad ausgeführt.

Tabelle 7-1: Übersicht der Versuchsparameter der Serie SN aus normalfestem Beton

Bezeichnung		SN0-1	SN0-2	SN0-3	SN0-4	SN1-1	SN1-2
$\phi_{s,w}/s_w$ ¹⁾	[mm/cm]	ϕ 8/10,2	ϕ 12/6,7	ϕ 12/10,7	ϕ 12/15,2	ϕ 8/10,1	ϕ 12/6,6
$k_{s,w}^*$ ²⁾	[-]	1,08	1,06	1,06	1,06	1,08	1,06
s_w/b_c	[-]	0,53	0,36	0,57	0,81	0,53	0,35
Stahlfasertyp ³⁾	[-]	—/—	—/—	—/—	—/—	B	B
m_f	[kg/m³]	—/—	—/—	—/—	—/—	45	45

¹⁾ entsprechend Anhang N; ²⁾ Spannungs-Dehnungsbeziehung entsprechend Anhang A; ³⁾ entsprechend Tabelle 4-1

Tabelle 7-2: Übersicht der Versuchsparameter der Serie SH aus hochfestem Beton

Bezeichnung		SH0-1	SH0-2	SH1-1	SH1-2
$\phi_{s,w}/s_w$ ¹⁾	[mm/cm]	ϕ 8/9,9	ϕ 12/6,6	ϕ 8/10,2	ϕ 12/6,4
$k_{s,w}^*$ ²⁾	[-]	1,08	1,06	1,08	1,06
s_w/b_c	[-]	0,52	0,35	0,53	0,34
Stahlfasertyp ³⁾	[-]	—/—	—/—	B	B
m_f	[kg/m³]	—/—	—/—	90	90

¹⁾ entsprechend Anhang N; ²⁾ Spannungs-Dehnungsbeziehung entsprechend Anhang A; ³⁾ entsprechend Tabelle 4-1

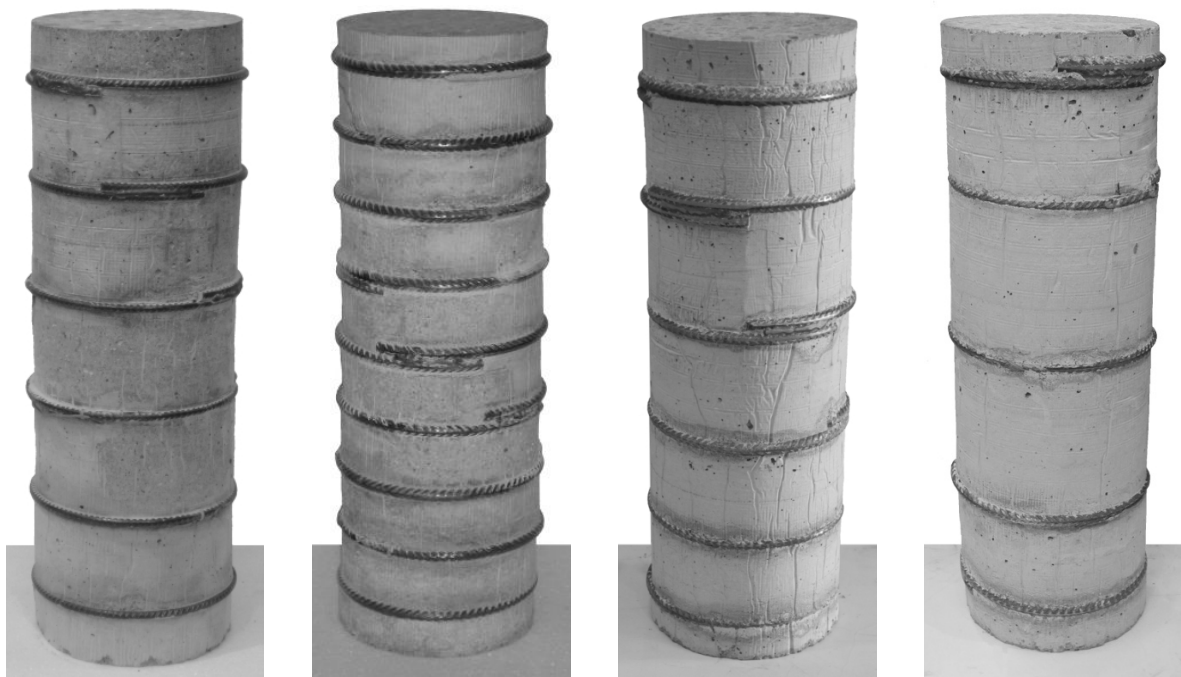


Bild 7-1: Versuchskörper (von links nach rechts: SN0-1, SN0-2, SN0-3, SN0-4)

Die in der Literatur dokumentierten experimentellen Untersuchungen zur Umschnürungswirkung der Querbewehrung werden im Allgemeinen an gedruckten Stahlbetondruckgliedern durchgeführt. Die Traglast der Versuchskörper resultiert aus dem Traganteil des nicht umschnürten Betons, des von Querbewehrung umschlossenen Betons sowie der Längsbewehrung. Um aus dem experimentellen Ergebnis die Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons zu bestimmen, sind der Traganteil des nicht umschnürten Betons und der Längsbewehrungstraganteil rechnerisch zu beschreiben. Die ermittelte Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons unterliegt somit einer gewissen Ungenauigkeit. Die Ausführung der eigenen Versuchskörper ohne Betondeckung und ohne Längsbewehrung wird gewählt, da die experimentell ermittelte Traglast der rechnerisch ermittelten Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons gleichgesetzt werden kann und so die Auswertung der experimentellen Ergebnisse hinsichtlich des Umschnürungsfaktors vereinfacht wird.

Experimentelle Untersuchungen zur Umschnürungswirkung der Querbewehrung in Stahlbetondruckgliedern mit Kreisquerschnitt unter zentrischer Normalkraftbeanspruchung werden u. a. von CUSSEON ET AL. [Cus-96], MANDER ET AL. [Man-88b], MONTGOMERY [Mon-96], RAZVI & SAATCIOGLU [Raz-99] sowie SHEIK & TOKLUCU [She-93] durchgeführt. Die Versuchskörperkonfiguration der genannten Forschungsarbeiten ist in Anhang O zusammengefasst.

Experimentelle Untersuchungen zur Umschnürungswirkung der Querbewehrung bei Einsatz von Stahlfasern in Stahlbetondruckgliedern mit Kreisquerschnitt sind in der Literatur nicht dokumentiert.

7.3 Ergebnisse der eigenen experimentellen Untersuchungen

Das experimentell ermittelte Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper mit außenliegender Querbewehrung sowie der Referenzkörper SN0, SN1, SH0 und SH1 (Kapitel 3.3.1 bzw. 4.4.1) sind in Bild 7-2 und Bild 7-4 zusammengefasst. Tabelle 7-3 und Tabelle 7-4 enthalten die experimentell ermittelte Traglast, den Traglastzuwachs

$$T = N_u / \left(N_u(f_{c,u}) \right)_{cal} \quad \text{Gl. (7-2)}$$

mit

N_u	experimentell ermittelte Traglast,
$\left(N_u(f_{c,u}) \right)_{cal}$	rechnerisch ermittelte Traglast bei Ansatz der experimentell ermittelten einaxialen Druckfestigkeit des Nullbetons,

sowie die Bruchlängsstauchung der Versuchskörper $\delta_{l,u}$. In Anhang N sind die Ergebnisse der Begleitkörperprüfung dargestellt.

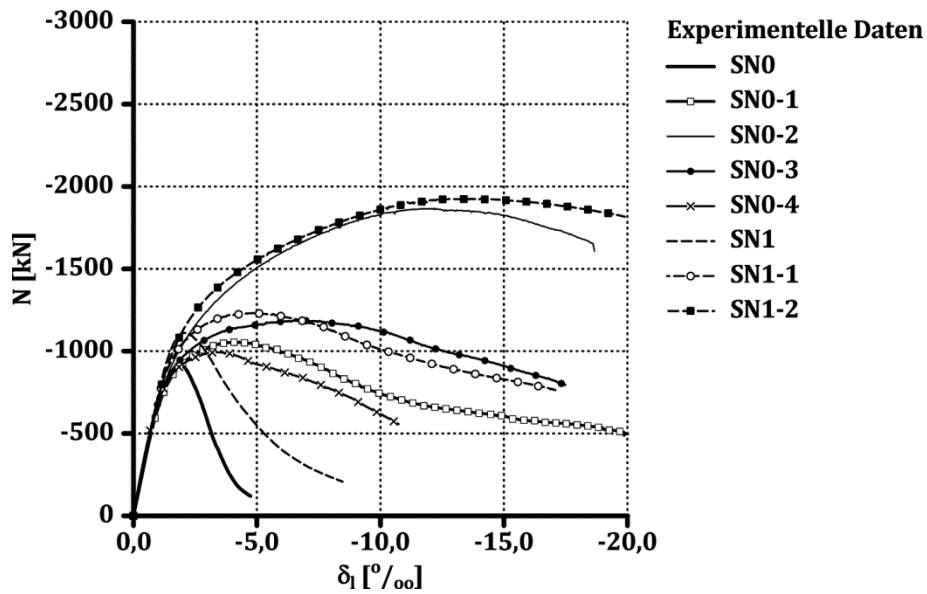


Bild 7-2: Experimentell ermitteltes Last-Verformungsverhalten der Serie SN

Tabelle 7-3: Experimentelle Ergebnisse der Serie SN (Teil 1)

Bezeichnung		SN0-1	SN0-2	SN0-3	SN0-4	SN1-1	SN1-2
N_u	[kN]	-1056	-1867	-1186	-994	-1231	-1927
T	[-]	1,11	1,97	1,31	1,10	1,28	2,00
$\delta_{l,u}$	[‰]	-4,3	-12,3	-6,5	-3,4	-4,9	-14,1

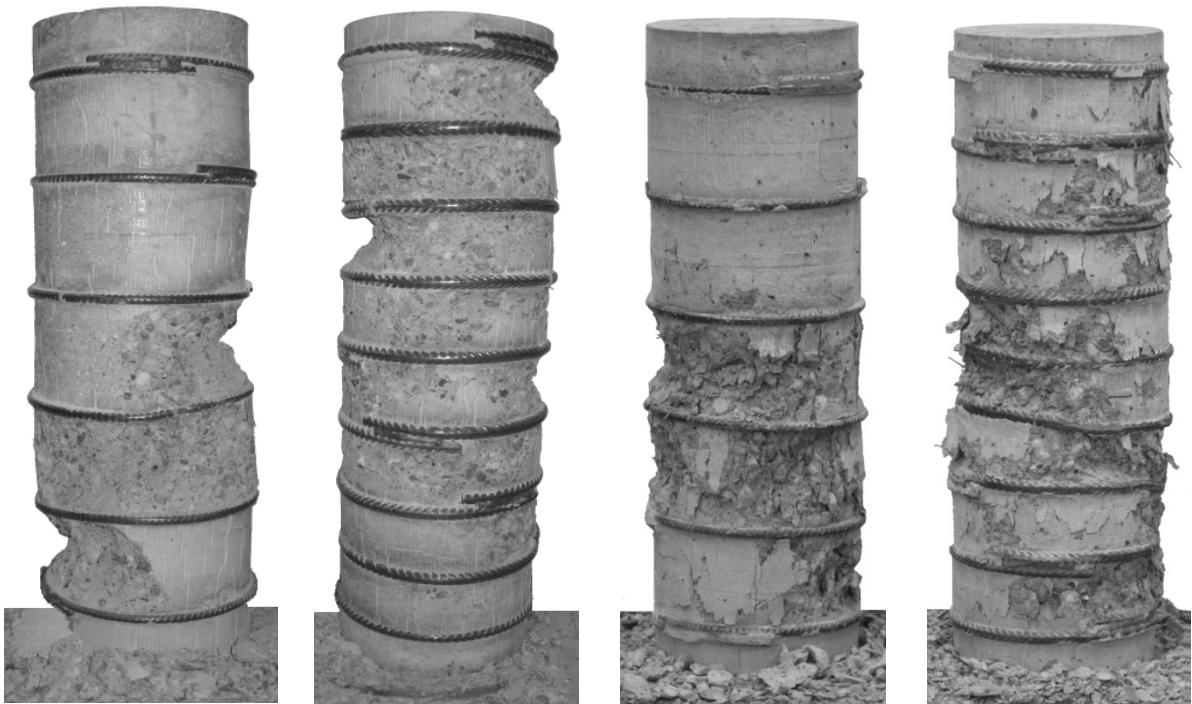


Bild 7-3: Versuchskörper nach Beendigung der experimentellen Untersuchungen (von links nach rechts: SN0-1, SN0-2, SN1-1, SN1-2)

7 Umschnürungswirkung der Querbewehrung

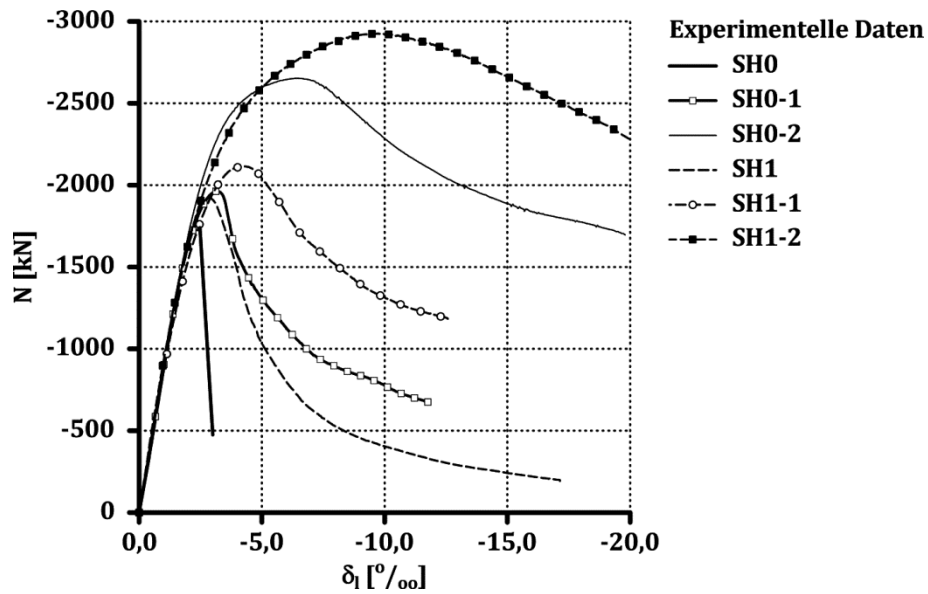


Bild 7-4: Experimentell ermitteltes Last-Verformungsverhalten der Serie SH

Tabelle 7-4: Experimentelle Ergebnisse der Serie SH (Teil 1)

Bezeichnung	SH0-1	SH0-2	SH1-1	SH1-2
N_u [kN]	-1964	-2652	-2116	-2926
T [-]	1,03	1,40	1,10	1,53
$\delta_{l,u}$ [‰]	-3,2	-6,5	-4,3	-9,7

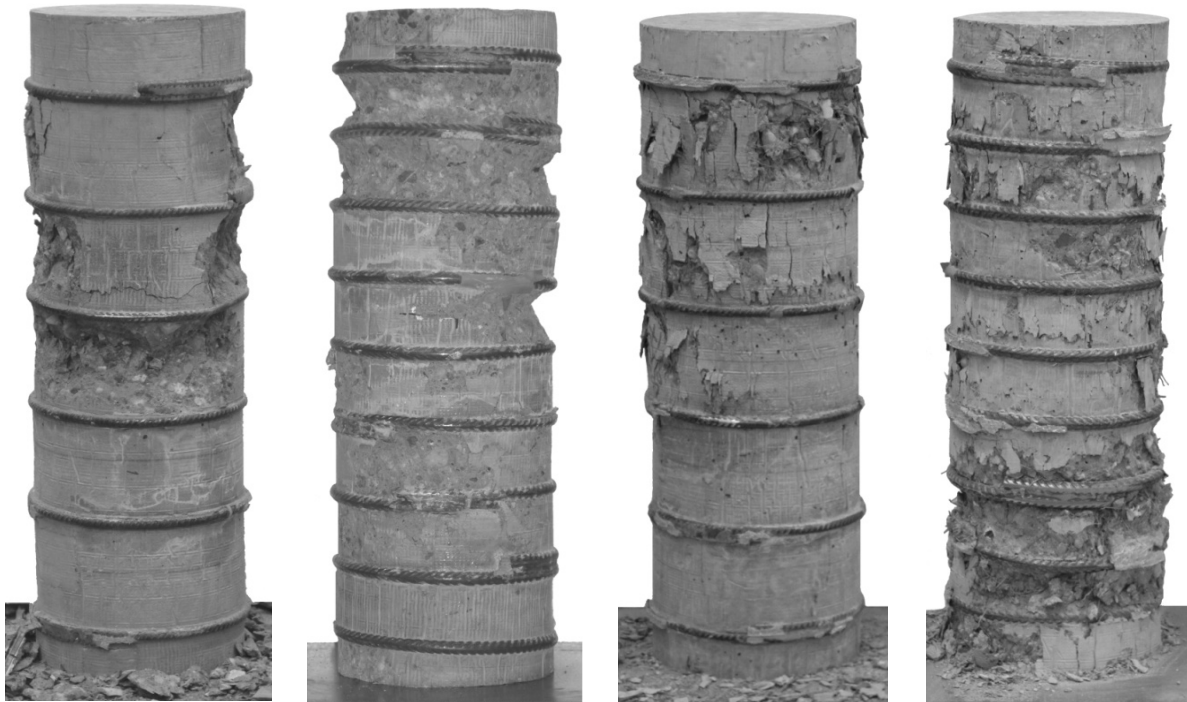


Bild 7-5: Versuchskörper nach Beendigung der experimentellen Untersuchungen (von links nach rechts: SH0-1, SH0-2, SH1-1, SH1-2)

Im ansteigenden Ast des experimentell ermittelten Last-Verformungsverhaltens zeigt sich die Wirkung der Querbewehrung erst kurz vor Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit (Bild 7-2, Bild 7-4). Das Verhalten der Referenzkörpern ohne Querbewehrung SN0, SN1, SH0 und SH1 sowie das der Versuchskörper mit Querbewehrung ist bis zu diesem Lastniveau nahezu identisch. Nach Überschreiten der einaxialen Druckfestigkeit spiegelt sich der Einfluss der Querbewehrung in einer Zunahme der Traglast und der Versuchskörperstauchung sowie einer geringeren Neigung des abfallenden Astes des Last-Verformungsverhaltens wider (Bild 7-2, Bild 7-4).

In den experimentellen Untersuchungen wird beobachtet, dass sich erst kurz vor Erreichen der Traglast an der Oberfläche der Versuchskörper mit Querbewehrung Betonschollen bilden, die sich nach Überschreiten der Traglast allmählich von den Versuchskörpern lösen.

Die eigenen experimentellen Ergebnisse zeigen zusammenfassend, dass bei etwa gleichem normierten Querbewehrungsabstand sowie gleichem Querbewehrungsdurchmesser der Traglastzuwachs und die Bruchlängsstauchung der Versuchskörper

- bei Stahlfaserbeton gegenüber Nullbeton zunehmen (SN0-1 \Leftrightarrow SN1-1, SN0-2 \Leftrightarrow SN1-2 (Tabelle 7-3), SH0-1 \Leftrightarrow SH1-1, SH0-2 \Leftrightarrow SH1-2 (Tabelle 7-4)) und
- bei hochfestem gegenüber normalfestem Nullbeton abnehmen (SN0-1 \Leftrightarrow SH0-1, SN0-2 \Leftrightarrow SH0-2 (Tabelle 7-3, Tabelle 7-4)).

Des Weiteren reduziert sich der Traglastzuwachs und die Bruchlängsstauchung der Versuchskörper bei gleichem Querbewehrungsdurchmesser mit abnehmendem normierten Querbewehrungsabstand (SN0-2 \Leftrightarrow SN0-3 \Leftrightarrow SN0-4 (Tabelle 7-3)).

In Bild 7-6 bis Bild 7-10 ist der experimentell ermittelte Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung bis zum Erreichen der Traglast dargestellt. Der grau schraffierte Bereich ist durch die minimale bzw. maximale messtechnisch erfasste Dehnung begrenzt und stellt den Streubereich des experimentellen Ergebnisses dar. In den Tabelle 7-5 bis Tabelle 7-7 sind die minimale $\varepsilon_{s,w,u,min}$, mittlere $\bar{\varepsilon}_{s,w,u}$ und maximale $\varepsilon_{s,w,u,max}$ messtechnisch erfasste Dehnung bzw. die zugehörige Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast enthalten. Die Spannung der Querbewehrung wird mit dem in Kapitel 2.2.1 bzw. Anhang A dargestellten Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungsbeziehung rechnerisch aus der messtechnisch erfassten Dehnung der Querbewehrung ermittelt.

Ein Zusammenhang zwischen der minimalen bzw. maximalen messtechnisch erfassten Dehnung der Querbewehrung und der Lage der Bruchprozesszone (Bild 7-3, Bild 7-5) kann nicht festgestellt werden.

7 Umschnürungswirkung der Querbewehrung

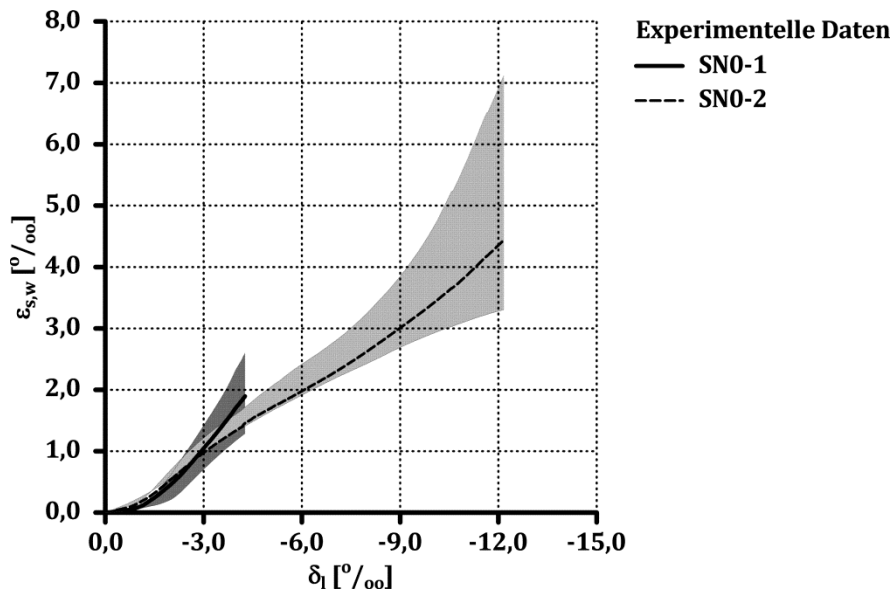


Bild 7-6: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung der Versuchskörper SN0-1 und SN0-2

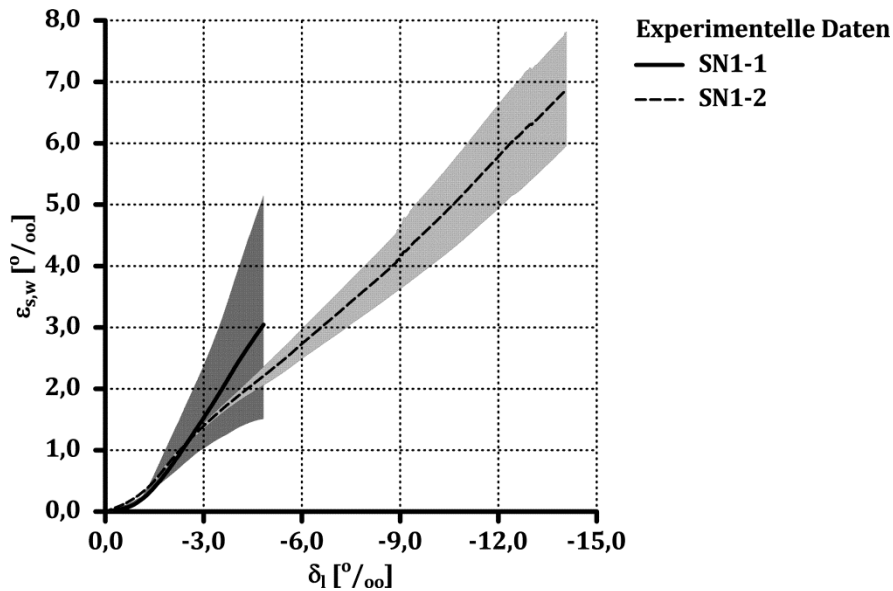


Bild 7-7: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung der Serie SN1

Tabelle 7-5: Experimentelle Ergebnisse der Serie SN (Teil 2)

Bezeichnung		SN0-1	SN0-2	SN1-1	SN1-2
$\varepsilon_{s,w,u,min} / \sigma_{s,w,u,min}$	[‰] / [N/mm ²]	1,3 / 245	3,3 / 530	1,5 / 280	5,1 / 595
$\bar{\varepsilon}_{s,w,u} / \bar{\sigma}_{s,w,u}$	[‰] / [N/mm ²]	1,9 / 350	4,4 / 580	3,0 / 480	6,3 / 615
$\varepsilon_{s,w,u,max} / \sigma_{s,w,u,max}$	[‰] / [N/mm ²]	2,6 / 460	7,1 / 620	5,2 / 545	7,8 / 625

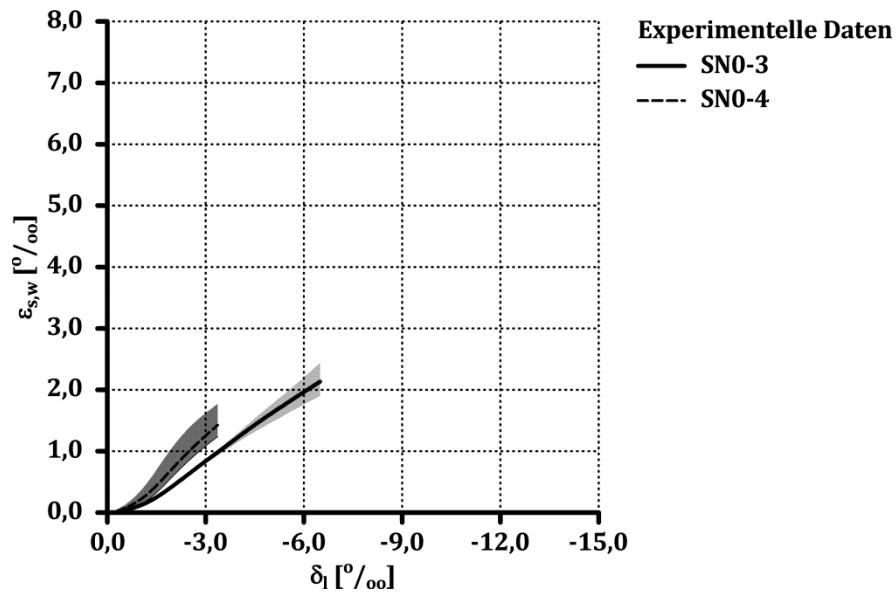


Bild 7-8: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung der Versuchskörper SN0-3 und SN0-4

Tabelle 7-6: Experimentelle Ergebnisse der Serie SN (Teil 3)

Bezeichnung	SN0-3	SN0-4
$\varepsilon_{s,w,u,min} / \sigma_{s,w,u,min}$ [‰] / [N/mm ²]	1,9 / 340	1,2 / 215
$\bar{\varepsilon}_{s,w,u} / \bar{\sigma}_{s,w,u}$ [‰] / [N/mm ²]	2,1 / 380	1,4 / 250
$\varepsilon_{s,w,u,max} / \sigma_{s,w,u,max}$ [‰] / [N/mm ²]	2,4 / 430	1,8 / 325

7 Umschnürungswirkung der Querbewehrung

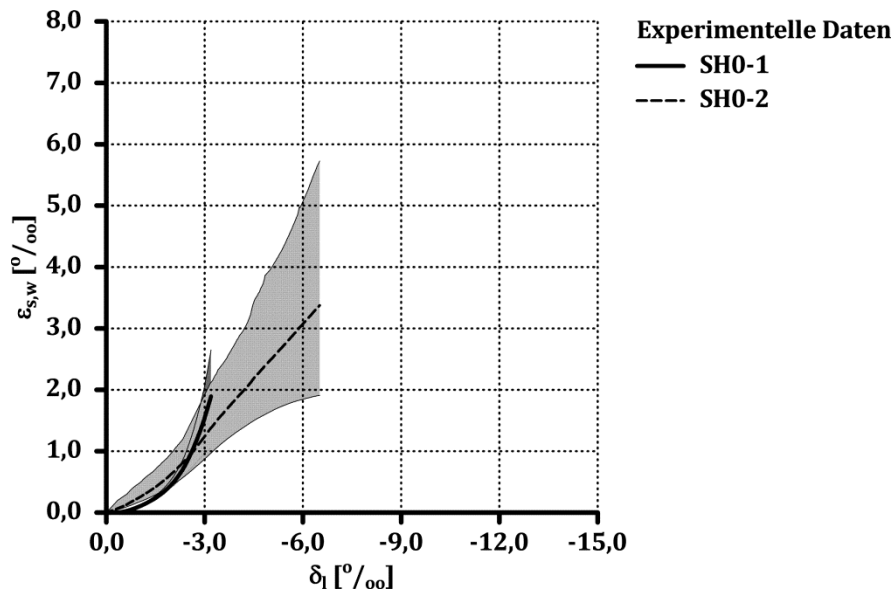


Bild 7-9: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung der Serie SH0

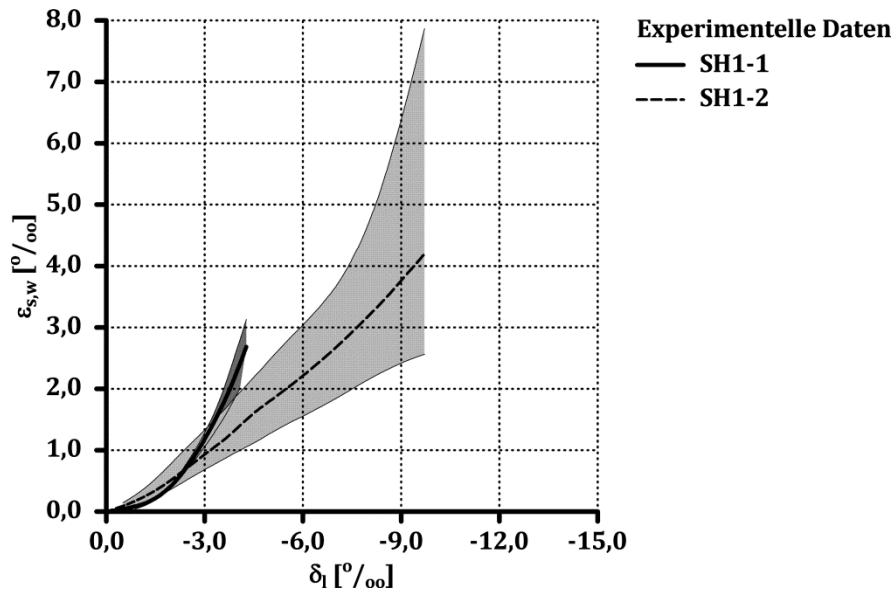


Bild 7-10: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung der Serie SH1

Tabelle 7-7: Experimentelle Ergebnisse der Serie SH (Teil 2)

Bezeichnung		SH0-1	SH0-2	SH1-1	SH1-2
$\varepsilon_{s,w,u,min} / \sigma_{s,w,u,min}$	[‰] / [N/mm ²]	1,1 / 205	1,9 / 340	2,0 / 370	2,5 / 450
$\bar{\varepsilon}_{s,w,u} / \bar{\sigma}_{s,w,u}$	[‰] / [N/mm ²]	1,9 / 350	3,4 / 535	2,7 / 465	4,2 / 570
$\varepsilon_{s,w,u,max} / \sigma_{s,w,u,max}$	[‰] / [N/mm ²]	2,7 / 465	5,7 / 605	3,1 / 485	7,9 / 625

Die mittlere Dehnung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast nimmt

- bei gleichem Querbewehrungsdurchmesser mit zunehmendem normierten Querbewehrungsabstand ab (SN0-2 \Leftrightarrow SN0-3 \Leftrightarrow SN0-4 (Tabelle 7-5, Tabelle 7-6)) und
- bei etwa gleichem normierten Querbewehrungsabstand und gleichem Querbewehrungsdurchmesser infolge der Stahlfaserzugabe zu (SN0-1 \Leftrightarrow SN1-1, SN0-2 \Leftrightarrow SN1-2 (Tabelle 7-5), SH0-1 \Leftrightarrow SH1-1, SH0-2 \Leftrightarrow SH1-2 (Tabelle 7-7)).

Der Traglastzuwachs der Versuchskörper aus Stahlfaserbeton gegenüber den Versuchskörpern aus Nullbeton bei etwa gleichem normierten Querbewehrungsabstand sowie gleichem Querbewehrungsdurchmesser kann durch die Zunahme der Dehnung der Querbewehrung bzw. der daraus resultierenden im Vergleich höheren Umschnürungsspannung bis zum Erreichen der Traglast erklärt werden.

Bei den Versuchskörpern wird eine ähnliche Entwicklung der mittleren Dehnung der Querbewehrung mit zunehmender Versuchskörperstauchung festgestellt (Bild 7-11).

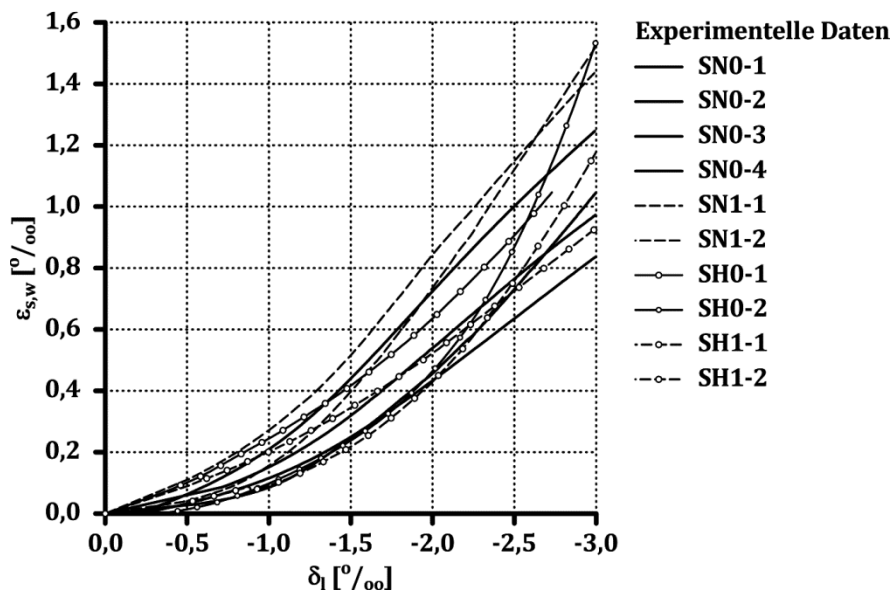


Bild 7-11: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen der mittleren Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung

Die Dehnung der Querbewehrung nimmt bis zum Erreichen einer Versuchskörperstauchung von etwa $\delta_l = -0,7 \text{ ‰}$ linear auf geringem Niveau zu. Bei weiterer Verformungszunahme wird der Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung nichtlinear und geht dann wieder in einen nahezu linearen Verlauf über.

7 Umschnürungswirkung der Querbewehrung

Die eigenen experimentellen Ergebnisse zeigen, dass die mittlere Dehnung der Querbewehrung bei etwa gleichem normierten Querbewehrungsabstand und gleichem Querbewehrungsdurchmesser sowie gleicher Versuchskörperstauchung (Bild 7-12)

- bei hochfestem Nullbeton gegenüber normalfestem Nullbeton zunimmt (SN0-2 \Leftrightarrow SH0-2),
- bei Einsatz von Stahlfasern für normalfesten Beton zunimmt (SN0-2 \Leftrightarrow SN1-2) und
- bei Einsatz von Stahlfasern für hochfesten Beton abnimmt (SH0-2 \Leftrightarrow SH1-2).

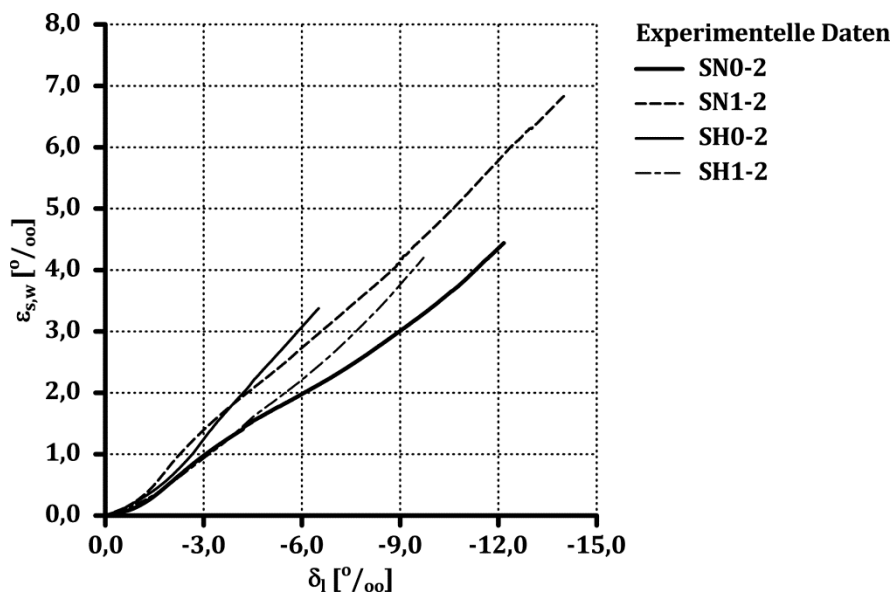


Bild 7-12: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen der mittleren Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung der Versuchskörper SN0-2, SN1-2, SH0-2 und SH1-2

Dieser Zusammenhang deckt sich mit dem in den Kapiteln 3.4.1 und 4.5.1 aus dem Querverformungsverhalten abgeleiteten Bruchquerverformungskoeffizienten von Null- bzw. Stahlfaserbeton, dessen Wert für hochfesten Nullbeton größer ist als für normalfesten Nullbeton sowie für normalfesten Stahlfaserbeton tendenziell gegenüber Nullbeton zunimmt und für hochfesten Stahlfaserbeton abnimmt. Der Bruchquerverformungskoeffizient wird auf einem Druckspannungsniveau von etwa 95 % der einaxialen Druckfestigkeit erzielt. Das Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper mit außenliegender Querbewehrung weicht von dem der Referenzkörper erst kurz vor Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit ab. Das Druckspannungsniveau, auf dem die Umschnürungswirkung der Querbewehrung messbar aktiviert wird, korreliert mit dem Erreichen des Bruchquerkoeffizienten.

7.4 Untersuchungen mit der FEM

Bei der Auswertung des experimentell ermittelten Last-Verformungsverhaltens hinsichtlich der Umschnürungswirkung der Querbewehrung wird in den Arbeiten von u. a. HELD [Hel-92], MARTINEZ ET AL. [Mar-82], SHARMA ET AL. [Sha-05], TUNG [Tun-09] sowie SHEIK & UZUMERI [She-82] die an Begleitkörpern ermittelte einaxiale Druckfestigkeit von Beton pauschal mit dem Faktor 0,85 auf die sogenannte Bauteilfestigkeit abgemindert:

$$\frac{f_c^*}{f_{c,u}} = 0,85. \quad \text{Gl. (7-3)}$$

Der Ansatz der Bauteilfestigkeit soll den unterschiedlichen Erhärtungsprozess des Betons der Begleitkörper und des Betons der in der Regel größeren Versuchskörper, Maßstabeffekte sowie einen möglichen Einfluss der Bewehrung auf die Druckfestigkeit des Betons infolge der Behinderung von Schwindverformungen berücksichtigen [Sig-09].

Die eigenen nichtlinearen numerischen Berechnungen mit dem Programmpaket DIANA von TNO DIANA [TNO-10] dienen der Untersuchung, ob bei der weiteren Auswertung der eigenen experimentellen Ergebnisse eine Abminderung der einaxialen Druckfestigkeit von Beton zu berücksichtigen ist. Des Weiteren wird auf Basis der numerischen Untersuchungen ausgearbeitet, ob sich der Zusammenhang zwischen der Spannung der Querbewehrung und dem Traglastzuwachs durch die minimale, mittlere oder maximale Spannung der Querbewehrung in guter Näherung erfassen lässt. Aus der minimalen Spannung resultiert die geringere Querdruckbeanspruchung und somit rechnerisch bei gleichem Umschnürungsfaktor ein kleinerer Traglastzuwachs infolge der Umschnürungswirkung der Querbewehrung als bei Ansatz der maximalen Spannung der Querbewehrung.

7.4.1 Modellbildung

Die Abbildung der Betonkörper der zylindrischen Versuchskörper erfolgt mit 20-Knoten-Volumen-Elementen des Typs CHX60 [TNO-10]. Die Belastung des FE-Modells wird durch eine gleichmäßige Knotenverschiebung am Auflager A realisiert (Bild 7-13 (c)).

Die außenliegenden Ringbügel werden als EMBEDDED REINFORCEMENT [TNO-10] diskretisiert, d. h. die Dehnung der Querbewehrung wird aus den Verformungen der benachbarten Integrationspunkten der Volumen-Elemente berechnet. Es wird starrer Verbund angenommen. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung der Querbewehrung wird über den in Kapitel 2.2.1 bzw. Anhang A dargestellten Ansatz rechnerisch abgebildet.

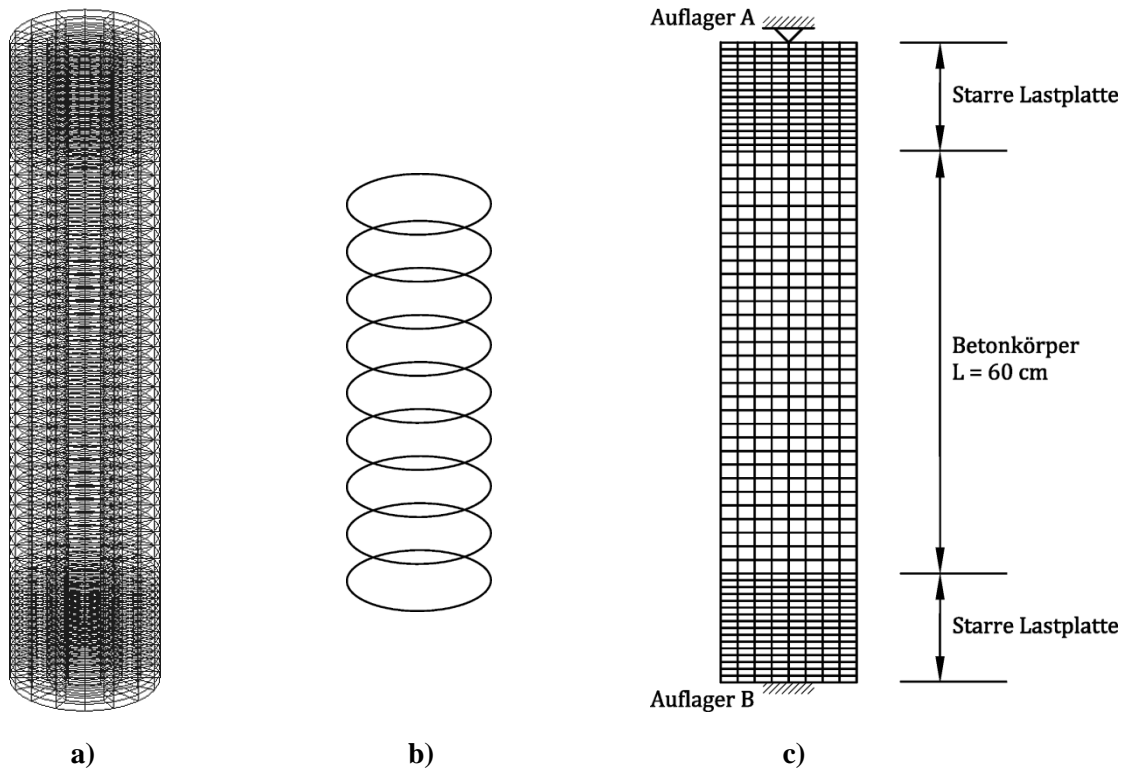


Bild 7-13: FE-Modell der zylindrischen Versuchskörper
a) Perspektivische Ansicht des FE-Modells
b) Perspektivische Ansicht der Querbewehrung
c) Längsschnitt durch das FE-Modell sowie Erläuterungen

Die Ansätze in der FEM zur Beschreibung des Materialverhaltens von Beton können in Struktur- und Kontinuumsmodelle unterschieden werden. Strukturmodelle betrachten den Werkstoff Beton auf mikroskopischer Ebene bestehend aus u. a. der Zementmatrix, den Zuschlagsstoffen und den Kontaktzonen. Kontinuumsmodelle gehen von einem homogenen, mindestens anfänglich isotropen Material aus. Das Materialverhalten von Beton kann für Systemabmessungen, die deutlich größer als der Durchmesser des Größtkorns sind und monoton steigender Belastung unterliegen, mit ausreichender Genauigkeit durch Kontinuumsmodelle beschrieben werden [Sch-07].

Kontinuumsmodelle können in nichtlinear-elastische und elasto-plastische Ansätze unterteilt werden. Bei einem nichtlinear-elastischem Ansatz wird der belastungsabhängige Steifigkeitsabfall der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton durch Veränderung der elastischen Materialkennwerte (E-Modul und Querdehnzahl) berücksichtigt. Der in DIANA verwendete elasto-plastische Ansatz bildet die Nichtlinearität der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton durch das Aufteilen der Gesamtverformung in elastische und plastische Anteile entsprechend Gl. (7-4) ab.

$$\varepsilon_{c,3} = \varepsilon_{c,3}^{el} + \varepsilon_{c,3}^{pl} \quad \text{Gl. (7-4)}$$

In Bild 7-14 ist die für die numerischen Berechnungen verwendete Spannungs-Stauchungsbeziehung unter einaxialer Druckbeanspruchung gemäß dem eigenen Ansatz für

eine Körperschlankheit von $\lambda = 2,0$ exemplarisch für den Versuchskörper SN0-1 aus normalfesten Nullbeton entsprechend der in Anhang N zusammengefassten Ergebnisse der Begleitkörperprüfung dargestellt.

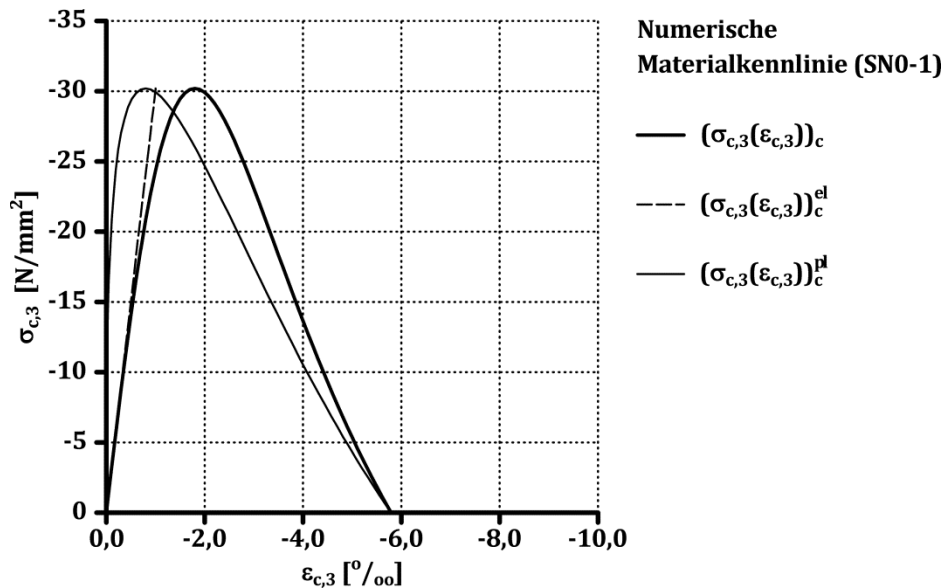


Bild 7-14: In den numerischen Berechnungen verwendete Spannungs-Stauchungsbeziehung unter einaxialer Druckbeanspruchung mit elastischen und plastischen Anteilen für den Versuchskörper SN0-1

Zur Abbildung des Verhaltens von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung wird das in DIANA implementierten DRUCKER-PRAGER-Versagenskriteriums verwendet. Die DRUCKER-PRAGER-Versagensfläche im Hauptspannungsraum entspricht einem Kegel um die hydrostatische Achse mit der Spitze im mehraxialen Zugbereich [Dru-52]. Der Verlauf des Druckmeridians ist linear. DIANA unterstützt keine Versagenskriterien höherer Ordnung, wie z. B. das Kriterium nach WILLAM & WARNKE [Wil-74], die entsprechend dem experimentell festgestellten Verhalten den Druckmeridian von Beton durch eine nichtlineare Funktion abbilden (Kapitel 5) und geeigneter für die Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton sind [Rog-03], [Spe-07], [Tho-05].

Die Steuerung des Verhaltens von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung erfolgt durch die Definition der Fließfläche, der Fließbedingung sowie der Verfestigungsregel [Che-94]. Innerhalb der Fließfläche liegt ein rein elastisches Materialverhalten vor. Spannungszustände, die auf der Fließfläche liegen, haben plastische Verformungen zur Folge. Um nach Auftreten plastischer Verformungen eine weitere Spannungssteigerung zu ermöglichen, wird bei Erreichen der Anfangsfließfläche eine neue Fließfläche definiert, welche sich in Form und Größe von der vorangegangenen unterscheiden kann. Dieser Vorgang wird wiederholt, bis die Fließfläche der Versagensfläche entspricht.

Die kontinuierliche Veränderung der Fließfläche bis zum Erreichen der Versagensfläche wird durch die Verfestigungsregel bestimmt. Bei isotroper Verfestigung wird die Fließfläche vergrößert, behält aber die ursprüngliche Geometrie bei. Bei der kinema-

tischen Verfestigung ändert sich die Lage der Fließfläche, nicht jedoch ihre Geometrie. In DIANA kann die Verfestigungsregel in Abhängigkeit von den plastischen Stauchungen (STRAIN HARDENING) über die interne Zustandsvariable κ entsprechend Gl. (7-5) und der spannungsabhängigen Kohäsion c , des inneren Reibungswinkels φ bzw. des Dilatationswinkels ψ sowie einer möglichen Kombination der drei Parameter definiert werden [TNO-10].

$$\kappa = -\frac{\sqrt{1 + 2 \cdot a_g^2}}{1 - a_g} \cdot \varepsilon_{c,3}^{pl} \quad \text{Gl. (7-5)}$$

mit

$$a_g = \frac{2 \cdot \sin \psi}{3 - \sin \psi} \quad \text{Gl. (7-6)}$$

In der vorliegenden Arbeit wird die Verfestigungsregel über die interne Zustandsvariable κ in Abhängigkeit von der spannungsabhängigen Kohäsion entsprechend Gl. (7-7) beschrieben [TNO-10].

$$c(\kappa) = \left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_c \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{2 \cdot \cos \varphi} \quad \text{Gl. (7-7)}$$

In Bild 7-15 bzw. Bild 7-16 sind exemplarisch die $c(\kappa)$ -Beziehungen, im Weiteren als HARDIA-Diagramme bezeichnet, der Versuchskörper SN0-1 bzw. SH0-1 aus normal- bzw. hochfesten Nullbeton bei Variation des Dilatationswinkels ψ in Gl. (7-6) für einen gewählten inneren Reibungswinkel von $\varphi = 37,5^\circ$ in Gl. (7-7) dargestellt. Die Verwendung des inneren Reibungswinkels von $\varphi = 37,5^\circ$ zur Beschreibung des DRUCKER-PRAGER-Versagenskriteriums in DIANA entspricht dem Ansatz von MOHR & COULOMB [Moh-82] zur Abbildung des Druckmeridians von Beton mit dem Proportionalitätsfaktor nach RICHART ET AL. [Ric-28] mit $k_1 = 4,1$.

Um die Rechenstabilität gewährleisten zu können, wird das HARDIA-Diagramm des hochfesten Nullbetons auf einem geringen Niveau der spannungsabhängigen Kohäsion durch einen linearen Verlauf erweitert (Bild 7-16).

Mit zunehmendem Dilatationswinkel nimmt für den normal- und hochfesten Nullbeton die Plastizität des HARDIA-Diagramms zu und die Neigung der $c(\kappa)$ -Beziehung ab (Bild 7-15, Bild 7-16). Aus den HARDIA-Diagrammen können die sich in der numerischen Berechnung ergebenden Unterschiede in der plastischen Stauchung normal- und hochfester Betone abgeleitet werden.

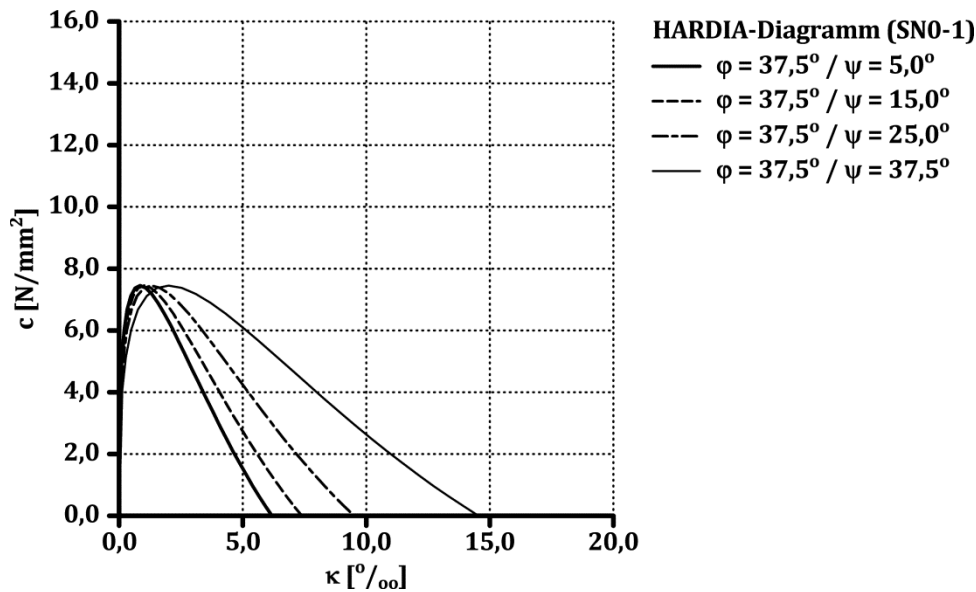


Bild 7-15: HARDIA-Diagramm bei Variation des Dilatationswinkels für den Versuchskörper SN0-1 aus normalfestem Nullbeton

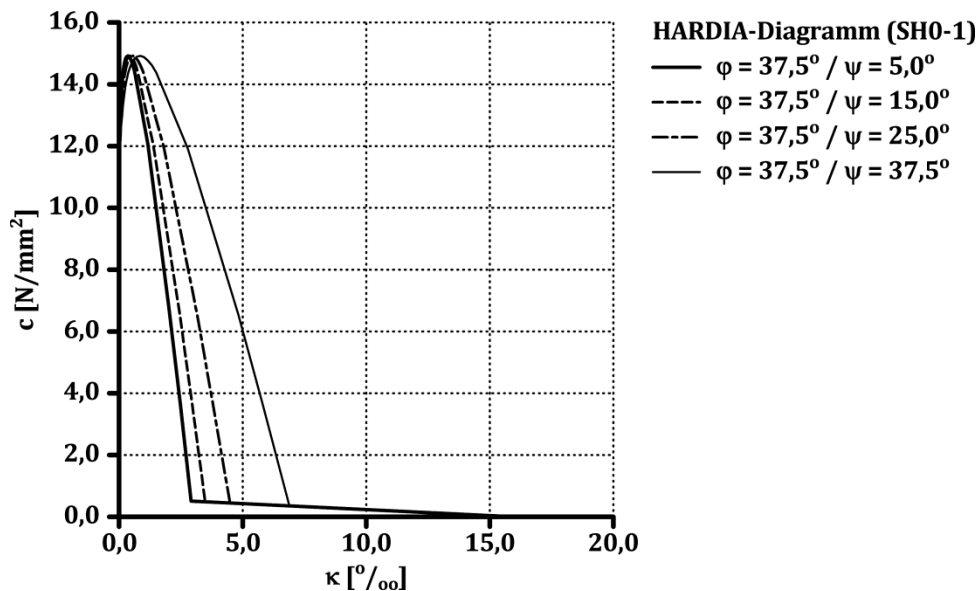


Bild 7-16: HARDIA-Diagramm bei Variation des Dilatationswinkels für den Versuchskörper SH0-1 aus hochfestem Nullbeton

Aus einer plastischen Verformung erfolgt eine Verschiebung des Spannungszustandes auf der Fließfläche. Um die resultierende Lage zu bestimmen, ist die Richtung des plastischen Dehnungsvektors bzw. die Fließregel festzulegen. Die Richtung des Dehnungsvektors wird durch die vom betrachteten Spannungszustand abhängige Potentialfunktion definiert, welche eine Fläche im Hauptspannungsraum beschreibt, auf der der Vektor der plastischen Verformung senkrecht steht. In DIANA wird die Fließregel durch den Dilatationswinkels ψ vorgegeben. Entspricht die Potentialfunktion der Fließregel liegt eine sogenannte assoziierten Fließregel vor ($\psi = \varphi$). Die Verwendung einer von der Fließregel unabhängigen Potentialfunktion wird als nicht-assozierten Fließregel be-

7 Umschnürungswirkung der Querbewehrung

zeichnet ($\psi \neq \varphi$). Definitionsgemäß kann der Dilatationswinkel keinen größeren Wert als den des inneren Reibungswinkels annehmen ($\psi \leq \varphi$) [TNO-10].

VERMEER & DE BORST [Ver-84] definieren den Dilatationswinkel ψ in Abhängigkeit von der plastischen Volumenänderung und der plastischen Betonstauchung zu

$$\sin \psi = \frac{\varepsilon_V^{pl}}{\varepsilon_V^{pl} + 2 \cdot \varepsilon_{c,3}^{pl}} \quad \text{Gl. (7-8)}$$

bzw.

$$\varepsilon_V^{pl} = \frac{2 \cdot \sin \psi}{1 - \sin \psi} \cdot \varepsilon_{c,3}^{pl} \quad \text{Gl. (7-9)}$$

Gl. (7-9) verdeutlicht, dass Verformungen von Beton quer zur Hauptbeanspruchungsrichtung in Form der Volumenänderung über den Dilatationswinkel bzw. die plastische Betonstauchung gesteuert werden können.

7.4.2 Numerische Berechnung der Versuchskörper

Für den Versuchskörper SN0-1 wird für die in Bild 7-15 dargestellten sowie der entsprechenden HARDIA-Diagramme unter Ansatz einer um 15 % abgeminderten einaxialen Druckfestigkeit die Traglast numerisch ermittelt (Tabelle 7-8, Tabelle 7-9).

Tabelle 7-8: Numerische Ergebnisse des Versuchskörpers SN0-1 für $f_c^*/f_{c,u} = 1,0$

$\varphi / \psi [^\circ]$	$(N_u)_{cal} \text{ [kN]}$	$(\sigma_{s,w,u})_{cal} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$(N_u)_{cal}/(N_u)_{exp} [-]$	$(\sigma_{s,w,u})_{cal}/(\bar{\sigma}_{s,w,u})_{exp} [-]$
37,5 / 5,0	−899	110	0,85	0,31
37,5 / 15,0	−924	190	0,88	0,53
37,5 / 25,0	−960	250	0,91	0,69
37,5 / 37,5	−1037	435	0,98	1,21

Tabelle 7-9: Numerische Ergebnisse des Versuchskörpers SN0-1 für $f_c^*/f_{c,u} = 0,85$

$\varphi / \psi [^\circ]$	$(N_u)_{cal} \text{ [kN]}$	$(\sigma_{s,w,u})_{cal} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$(N_u)_{cal}/(N_u)_{exp} [-]$	$(\sigma_{s,w,u})_{cal}/(\bar{\sigma}_{s,w,u})_{exp} [-]$
37,5 / 5,0	−802	135	0,76	0,39
37,5 / 15,0	−830	210	0,79	0,60
37,5 / 25,0	−871	340	0,83	0,97
37,5 / 37,5	−954	455	0,90	1,29

Die numerisch ermittelten Traglasten und Spannungen der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast nehmen mit zunehmendem Dilatationswinkel zu. Die höhere Traglast resultiert primär aus der durch den steigenden Dilatationswinkel vorgegebenen größeren Querverformung des Betons (Gl. (7-9)), aus der sich eine Zunahme der Dehnung der Querbewehrung ergibt, die wiederum zu einer höheren Querdrukbeanspruchung und damit zu einem größeren Traglastzuwachs führt.

Bei Ansatz der einaxialen Druckfestigkeit gemäß der Begleitkörperprüfung und einer assoziierten Fließregel ($\varphi = \psi = 37,5^\circ$) kann die experimentell ermittelte Traglast numerisch nachvollzogen werden (Tabelle 7-8). Die numerisch ermittelte Spannung der Querbewehrung weicht von der experimentell ermittelten mittleren Spannung der Querbewehrung um etwa 21 % ab.

Bei Ansatz einer um 15 % abgeminderten einaxialen Druckfestigkeit lässt sich die experimentell ermittelte Traglast mit geringerer Übereinstimmung abbilden (Tabelle 7-9). Die Abweichungen von der experimentell ermittelten mittleren Spannung der Querbewehrung beträgt bei einer assoziierten Fließregel etwa 29 %.

Aufgrund der numerischen Ergebnisse wird bei der weiteren Auswertung der eigenen experimentellen Ergebnisse sowie den folgenden numerischen Berechnungen der Versuchskörper die einaxiale Druckfestigkeit entsprechend der Begleitkörperprüfung angesetzt. Eine Abminderung auf die sogenannte Bauteilfestigkeit erfolgt somit nicht.

Um den Zusammenhang zwischen der Spannung der Querbewehrung und dem Traglastzuwachs der Versuchskörper zu analysieren, wird aus der minimalen, mittleren bzw. maximalen experimentell ermittelten Spannung der Querbewehrung die mittlere normierte Querdrukbeanspruchung entsprechend Gl. (7-10) bestimmt.

$$\begin{aligned}\sigma_{c,lat,min}^N &= \sigma_{s,w,u,min} \cdot \frac{\rho_{s,w}}{f_{c,u}}, & \bar{\sigma}_{c,lat}^N &= \bar{\sigma}_{s,w,u} \cdot \frac{\rho_{s,w}}{f_{c,u}}, \\ \sigma_{c,lat,max}^N &= \sigma_{s,w,u,max} \cdot \frac{\rho_{s,w}}{f_{c,u}}\end{aligned}\tag{7-10}$$

Aus dem eigenen Ansatz zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Null- bzw. Stahlfaserbeton (Gl. (5-2)) wird unter Kombination mit Gl. (2-56) der Verlauf des inneren Reibungswinkels in Abhängigkeit von der normierten Querdrukbeanspruchung abgeleitet (Bild 7-17).

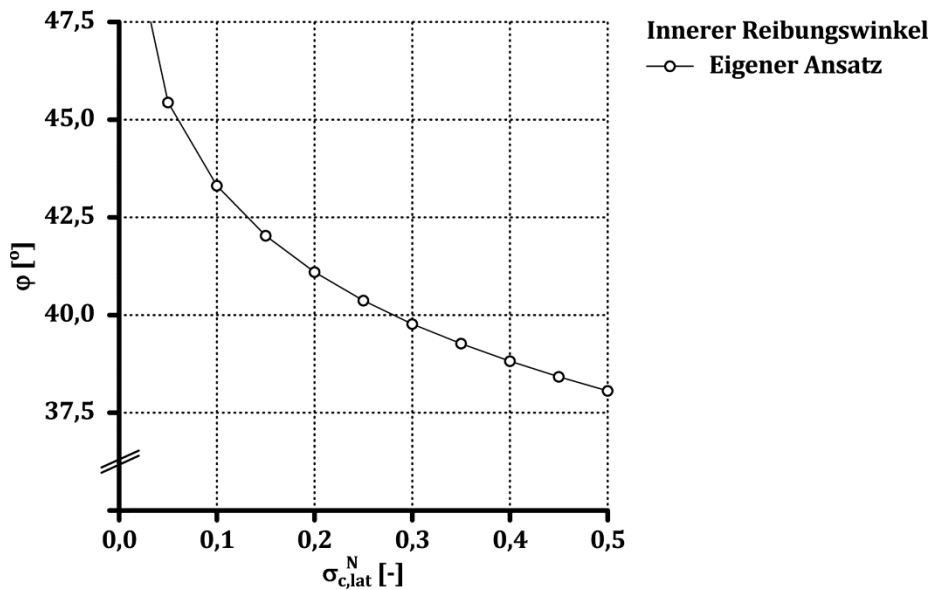


Bild 7-17: Verlauf des inneren Reibungswinkels von Null- bzw. Stahlfaserbeton gemäß dem eigenen Ansatz

Für die aus der minimalen, mittleren bzw. maximalen Spannung der Querbewehrung ermittelte normierte mittlere Querdrukbeanspruchung (Gl. (7-10)) wird der zugehörige innere Reibungswinkel bestimmt (Bild 7-17) und zur Beschreibung der DRUCKER-PRAGER-Versagensfläche in DIANA genutzt (Gl. (7-11)).

$$\sigma_{c,lat,min}^N \rightarrow \varphi_{min}, \quad \bar{\sigma}_{c,lat}^N \rightarrow \bar{\varphi}, \quad \sigma_{c,lat,max}^N \rightarrow \varphi_{max} \quad \text{Gl. (7-11)}$$

In den numerischen Berechnungen wird der Dilatationswinkel iterativ angepasst, so dass die experimentell ermittelte Traglast numerisch nachvollzogen werden kann (Anhang P). Für die Versuchskörper aus normalfestem Nullbeton ist dazu der Dilatationswinkel tendenziell mit steigendem inneren Reibungswinkel zu reduzieren (Tabelle 7-10).

Tabelle 7-10: Innerer Reibungswinkel und Dilatationswinkel zur Abbildung der experimentell ermittelten Traglast der Serie SN0

Bezeichnung	SN0-1	SN0-2	SN0-3	SN0-4
φ [°]	44,0	39,3	42,0	44,4
ψ [°]	30,0	39,3	25,0	20,0

Ein großer innerer Reibungswinkel korreliert mit einer geringen Querdrukbeanspruchung (Bild 7-17) und mit einem kleinen Dilatationswinkel, der zu geringeren Verformungen quer zur Hauptbeanspruchungsrichtung führt (Gl. (7-9)).

Bei den Versuchskörpern aus hochfestem Nullbeton sind bei ähnlicher Größenordnung des inneren Reibungswinkels größere Dilatationswinkel als bei normalfestem Nullbeton

anzuwenden, um eine Übereinstimmung zwischen der experimentell und numerisch ermittelten Traglast zu erzielen (Tabelle 7-11).

Tabelle 7-11: Innerer Reibungswinkel und Dilatationswinkel zur Abbildung der experimentell ermittelten Traglast der Serie SH0

Bezeichnung	SH0-1	SH0-2
φ [°]	47,0	41,8
ψ [°]	45,0	41,8

Dies resultiert aus der gegenüber normalfestem Nullbeton reduzierten plastischen Stauchung hochfester Nullbetone (Bild 7-15, Bild 7-16). Um Verformungen eines hochfesten Nullbetons quer zur Beanspruchungsrichtung in ähnlicher Größenordnung wie für normalfeste Nullbetone numerisch abzubilden, sind größere Dilatationswinkel anzuwenden (Gl. (7-9)).

Bei dem Versuchskörper SN1-1 aus Stahlfaserbeton wird bei der Ermittlung des HARDIA-Diagramms zunächst der Einfluss der Stahlfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung vernachlässigt. Im Vergleich zu dem Versuchskörper SN0-1 aus Nullbeton ist bei gleichem inneren Reibungswinkel ein größerer Dilatationswinkel zu verwenden, um die experimentell ermittelte Traglast abzubilden (Tabelle 7-12). Bei Ansatz des HARDIA-Diagramms unter Berücksichtigung der Stahlfaserzugabe über den Parameter F_0 gemäß des eigenen Ansatzes zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton entsprechend Kapitel 3.3.3 (Bild 7-18) kann der Dilatationswinkel reduziert werden. Der Wert des Dilatationswinkels ist jedoch noch größer als bei dem Versuchskörper SN0-1 aus Nullbeton (Tabelle 7-12).

Tabelle 7-12: Innerer Reibungswinkel und Dilatationswinkel zur Abbildung der experimentell ermittelten Traglast der Versuchskörper SN0-1 bzw. SN1-1

Bezeichnung	SN0-1	SN1-1	SN1-1
F_0 [-]	—/—	0	1,42
φ [°]	44,0	44,0	44,0
ψ [°]	30,0	42,5	37,5

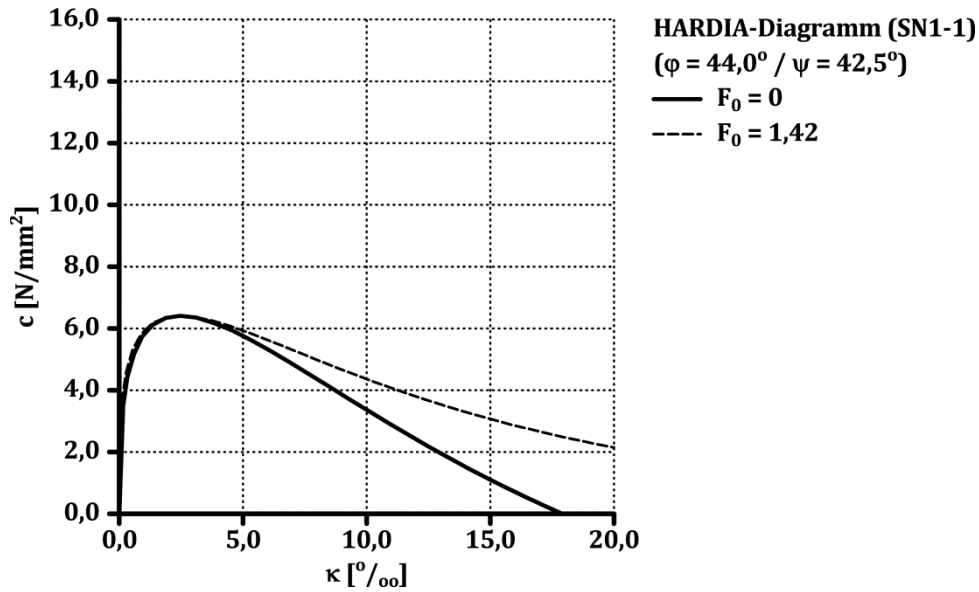


Bild 7-18: HARDIA-Diagramme bei Variation der Spannungs-Stauchungsbeziehung unter einaxialer Druckbeanspruchung über den Parameter F_0

Der in den experimentellen Untersuchungen festgestellte Einfluss der Stahlfasern auf das Querverformungsverhalten von Beton kann in numerischen Berechnung zum einen durch eine überproportionale Erhöhung des Dilatationswinkels und zum anderen durch die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton berücksichtigt werden (Gl. (7-9)). In der vorliegenden Arbeit wird bei der numerischen Berechnung der Versuchskörper aus Stahlfaserbeton der Einfluss der Stahlfasern primär über den eigenen Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung erfasst.

Als Beurteilungskriterium der numerischen Ergebnisse wird das Verhältnis der numerisch und experimentell ermittelten minimalen, mittleren bzw. maximalen Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast entsprechend Gl. (7-12) gebildet.

$$S_1 = \frac{(\sigma(\varphi_{min})_{s,w,u})_{cal}}{(\sigma_{s,w,u,min})_{exp}}, \quad S_2 = \frac{(\sigma(\bar{\varphi})_{s,w,u})_{cal}}{(\bar{\sigma}_{s,w,u})_{exp}}, \quad S_3 = \frac{(\sigma(\varphi_{max})_{s,w,u})_{cal}}{(\sigma_{s,w,u,max})_{exp}} \quad \text{Gl. (7-12)}$$

Bei Ansatz des aus der experimentell ermittelten mittleren Spannung der Querbewehrung abgeleiteten inneren Reibungswinkels kann der Zusammenhang zwischen dem Traglastzuwachs und der mittleren Spannung der Querbewehrung mit guter Übereinstimmung zum experimentellen Ergebnis bei allen Versuchskörpern abgebildet werden (Bild 7-19, Anhang P).

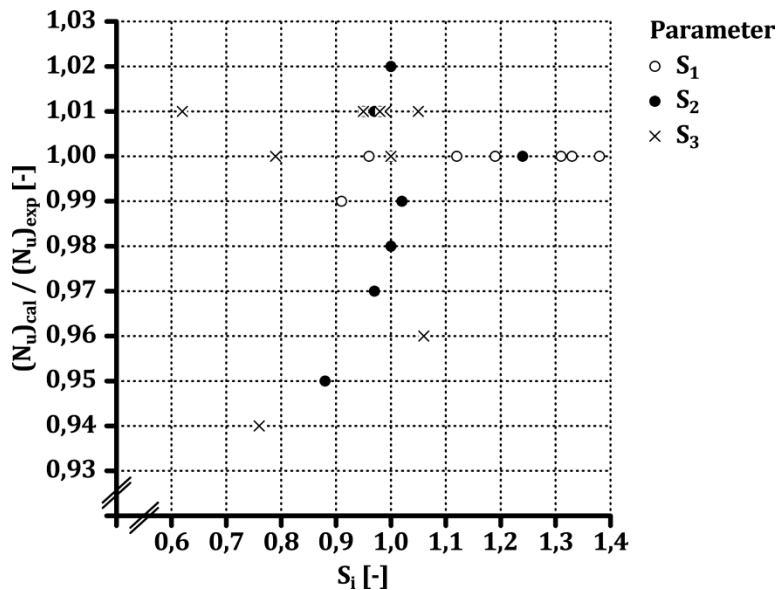


Bild 7-19: Zusammenfassende Darstellung der numerischen Ergebnisse

Aufgrund der numerischen Ergebnisse wird bei der Auswertung der eigenen experimentellen Daten die mittlere Spannung der Querbewehrung zu Grunde gelegt.

7.5 Dehnung der Querbewehrung

7.5.1 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen aus der Literatur

Von den in Anhang O zusammengefassten 99 Versuchsergebnissen an Stahlbetondruckgliedern mit Kreisquerschnitt aus 5 Versuchsserien kann kein experimentelles Ergebnis zur weiteren Analyse des Zusammenhangs zwischen der Querverformung des Betons und der Dehnung der Querbewehrung genutzt werden.

In der Dokumentation der experimentellen Untersuchungen von CUSSON & PAULTRE [Cus-96], MANDER ET AL. [Man-88b] sowie RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99] entspricht die angegebene Spannung der Querbewehrung der experimentell ermittelten Streckgrenze der Querbewehrung, so dass für unterschiedlichste Versuchskörperkonfigurationen einer Versuchsserie exakt die gleiche Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast vorliegt. Dies erscheint auf Basis der eigenen Versuchsergebnisse als nicht realistisch. In den verbleibenden Versuchsserien von MONTGOMERY [Mon-96] sowie SHEIK & TOKLUCU [She-93] ist die Dehnungszunahme nicht dokumentiert, sondern die Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast dargestellt.

Die von LÉGERON & PAULTRE [Leg-03] verwendeten experimentellen Ergebnisse zur Entwicklung des Ansatzes zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Betonstauchung entsprechend Gl. (2-73) stimmen größtenteils mit denen überein, die innerhalb der vorliegenden Arbeit aufgrund der nicht ausreichenden Dokumentation ausgeschlossen werden.

Die in [Rüs-69] enthaltenen Ergebnisse eignen sich zur Bestätigung des in den eigenen experimentellen Untersuchungen festgestellten Zusammenhangs zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Betonstauchung sowie dessen Streuung (grau schraffierter Bereich) (Bild 7-20).

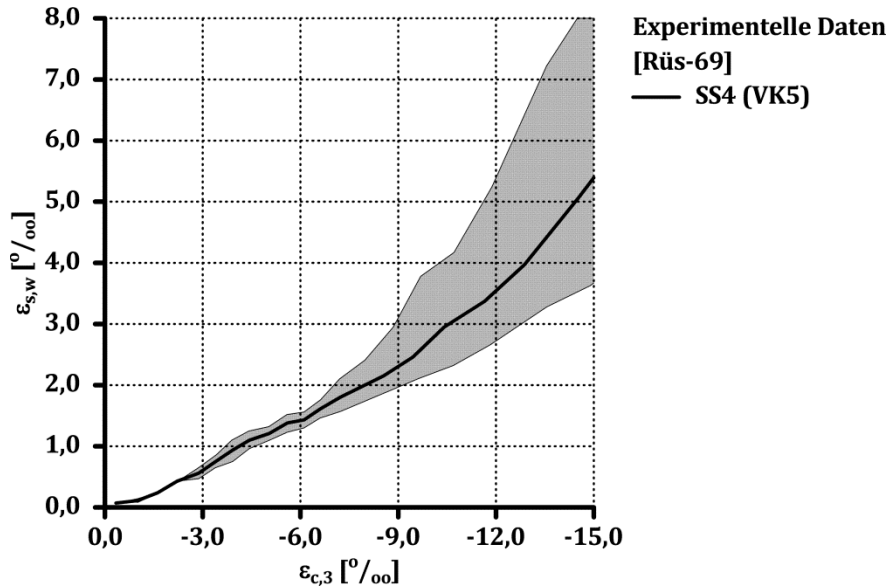


Bild 7-20: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Betonstauchung nach RUSCH & STÖCKL [Rüs-69]

7.5.2 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur

Für den Vergleich der eigenen experimentellen Ergebnisse mit den Ansätzen aus der Literatur wird angenommen, dass die messtechnisch erfasste Versuchskörperstauchung in guter Näherung der Betonstauchung entspricht, d. h. es gilt:

$$\delta_l \approx \varepsilon_{c,3} . \quad \text{Gl. (7-13)}$$

Exemplarisch sind der Mittelwert des experimentellen Ergebnisses des Versuchskörpers SN0-2 sowie der rechnerisch ermittelte Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung gemäß der in Kapitel 2.3.5 dargestellten Ansätze ausgewertet für den normalfesten Beton B1 in Bild 7-21 enthalten.

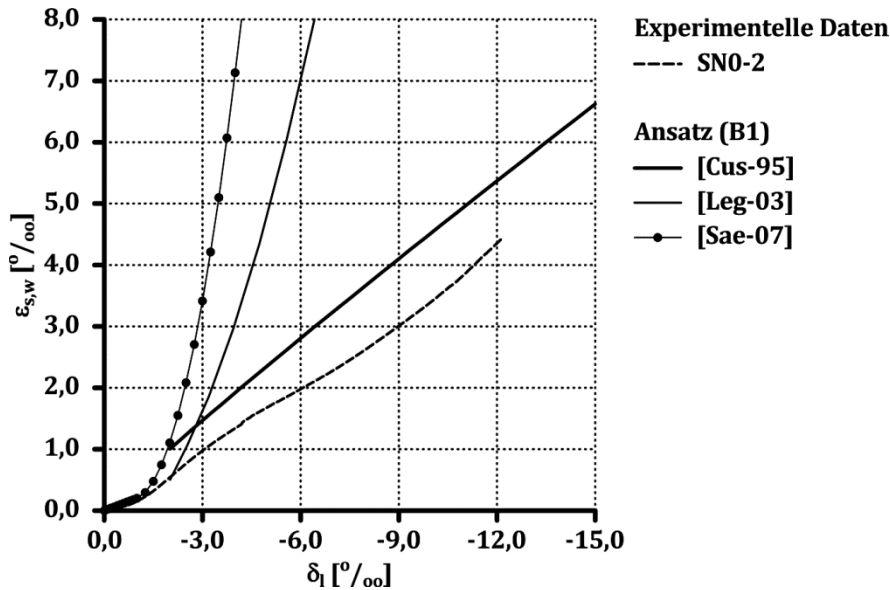


Bild 7-21: Experimentell und rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung

Der Ansätze nach SAENZ & PANTELIDES [Sae-07] weist eine gute Konformität mit der experimentell ermittelten mittleren Dehnung bis zu einer Versuchskörperstauchung von etwa $\delta_l = -1,5 \text{ ‰}$ auf. Die Formulierung nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95] zeigt eine zum Mittelwert des experimentellen Verhaltens affine Entwicklung der Dehnung der Querbewehrung.

7.5.3 Eigener Ansatz

Für die eigene Beschreibung der Dehnung der Querbewehrung in Abhängigkeit von der Betonstauchung wird die Querverformung des Betons über den veränderlichen Querverformungskoeffizienten entsprechend Gl. (2-49) beschrieben. Es gilt:

$$\varepsilon_{s,w}(\varepsilon_{c,3}) = \varepsilon_{c,lat} = -\nu_c(\varepsilon_{c,3}) \cdot \varepsilon_{c,3} \quad \text{Gl. (7-14)}$$

Die eigenen experimentellen Ergebnisse zeigen, dass die Dehnungszunahme der Querbewehrung bis zu einer Versuchskörperstauchung von etwa $\delta_l = -0,7 \text{ ‰}$ näherungsweise konstant ist (Bild 7-11). Dieses Stauchungsniveau entspricht etwa der in den Kapiteln 3.4.2 und 4.5.2 aus den experimentellen Ergebnissen abgeleiteten Betonstauchung bei Beginn der nichtlinearen Volumenänderung $\varepsilon_{c,l}$ (Tabelle 3-8, Tabelle 4-8). Bis zu diesem Stauchungsniveau wird die Dehnung der Querbewehrung beschrieben über die elastischen Querdehnzahl $\nu_{c,0}$ mit

$$\varepsilon_{s,w}(\varepsilon_{c,3}) = -\nu_{c,0} \cdot \varepsilon_{c,3} \quad \text{für} \quad \frac{\varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{c,l}} \leq 1,0 \quad \text{Gl. (7-15)}$$

Der nichtlineare Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Betonstauchung kann durch Kombination von Gl. (2-21) und Gl. (2-47) abgebildet werden zu

$$\varepsilon_{s,w}(\varepsilon_{c,3}) = -\nu_{c,0} \cdot \varepsilon_{c,3} - \left(\frac{1 - 2 \cdot \nu_{c,0}}{2} \right) \cdot \varepsilon_{c,V0} \cdot \left(\frac{(\varepsilon_{c,3} - \varepsilon_{c,l})}{\varepsilon_{c,V0} - \varepsilon_{c,l}} \right)^C \quad \text{für} \quad \frac{\varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{c,l}} > 1,0 \quad \text{Gl. (7-16)}$$

Bei weiterer Stauchungszunahme stellt sich in den experimentellen Untersuchungen ein näherungsweise linearer Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Betonstauchung ein. Die experimentellen Ergebnisse zeigen, dass sich die Dehnung der Querbewehrung bei gleicher Betonstauchung affin zu dem aus dem experimentell ermittelten Querverformungsverhalten von Null- bzw. Stahlfaserbeton abgeleiteten Bruchquerverformungskoeffizienten verhält (Bild 7-12). In der vorliegenden Arbeit wird angenommen, dass sich bis zum Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons ein stabiles Gleichgewicht zwischen der Querverformung des Betons und der Dehnung der Querbewehrung einstellt. Dies wird abgebildet mit

$$\varepsilon_{s,w}(\varepsilon_{c,3}) = -\nu_{c,u} \cdot \varepsilon_{c,3} \quad \text{Gl. (7-17)}$$

Die Kombination von Gl. (7-15) bis Gl. (7-17) führt mit der Vereinfachung $C = 2$ in Gl. (7-16) auf den eigenen Ansatz zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Dehnung der Querbewehrung und der Betonstauchung in Form von

$$\varepsilon_{s,w}(\varepsilon_{c,3}) = -\nu_{c,0} \cdot \varepsilon_{c,3} - \left(\frac{1 - 2 \cdot \nu_{c,0}}{2} \right) \cdot \varepsilon_{c,V0} \cdot \left(\frac{(\varepsilon_{c,3} - \varepsilon_{c,l})}{\varepsilon_{c,V0} - \varepsilon_{c,l}} \right)^2 \leq -\nu_{c,u} \cdot \varepsilon_{c,3} \quad \text{Gl. (7-18)}$$

Bild 7-22 zeigt den Einfluss des Bruchquerverformungskoeffizienten auf die Dehnungszunahme der Querbewehrung exemplarisch für den normalfesten Beton B1.

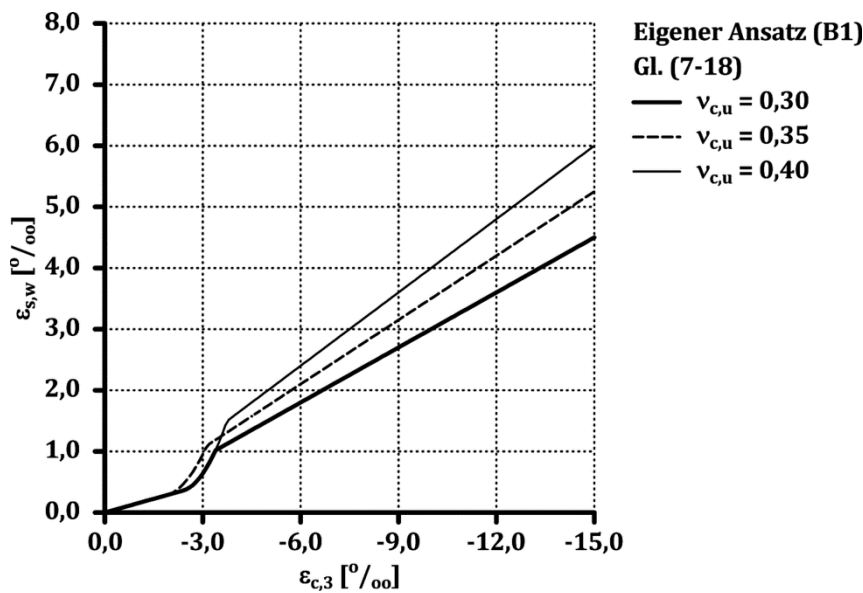


Bild 7-22: Rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Betonstauchung bei Variation des Bruchquerverformungskoeffizienten gemäß dem eigenen Ansatz

Bei gleicher Betonstauchung nimmt die Dehnung der Querbewehrung mit zunehmendem Bruchquerverformungskoeffizienten zu.

7.5.4 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz

In Bild 7-23 bis Bild 7-26 ist die Gegenüberstellung der experimentell sowie rechnerisch ermittelten Dehnung der Querbewehrung in Abhängigkeit von der Versuchskörperstauchung dargestellt. Die verwendeten Modellparameter entsprechend den experimentellen Ergebnissen in Kapitel 3.4.2 sowie 4.5.2 und sind in Tabelle 7-13 enthalten.

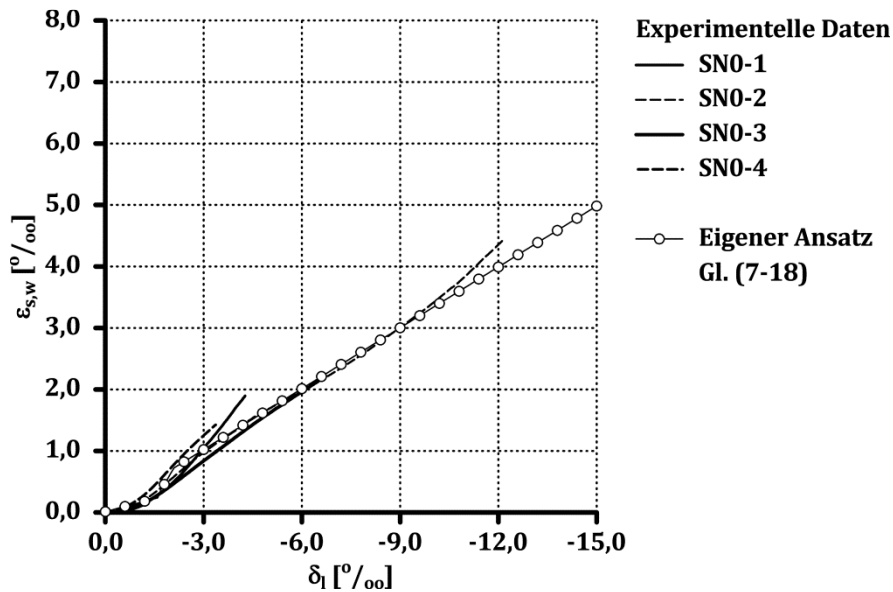


Bild 7-23: Experimentell und rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung der Serie SN0 gemäß dem eigenen Ansatz

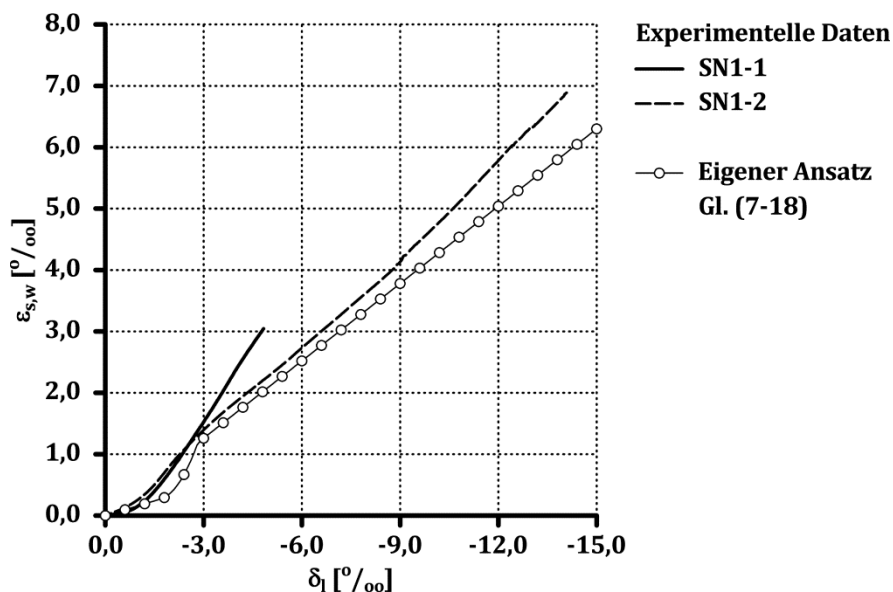


Bild 7-24: Experimentell und rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung der Serie SN1 gemäß dem eigenen Ansatz

7 Umschnürungswirkung der Querbewehrung

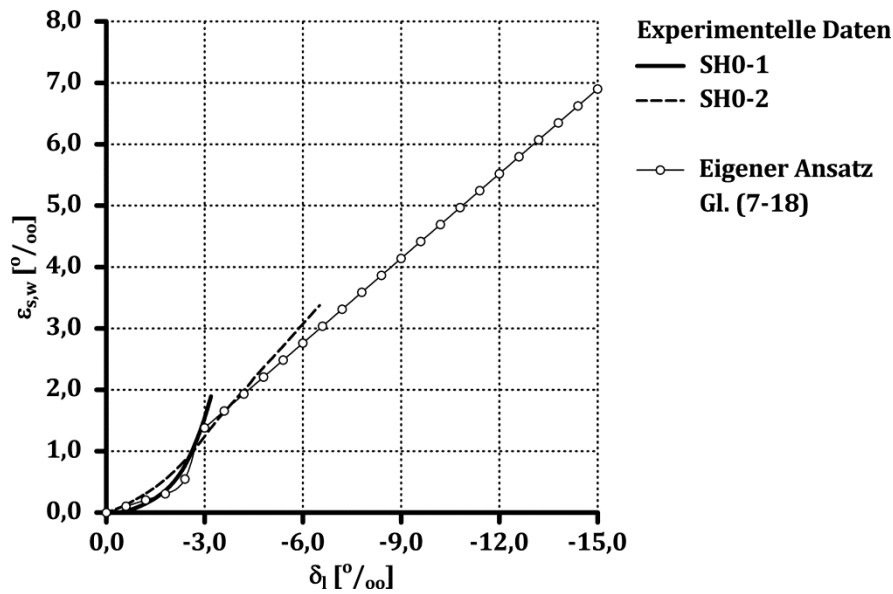


Bild 7-25: Experimentell und rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung der Serie SH0 gemäß dem eigenen Ansatz

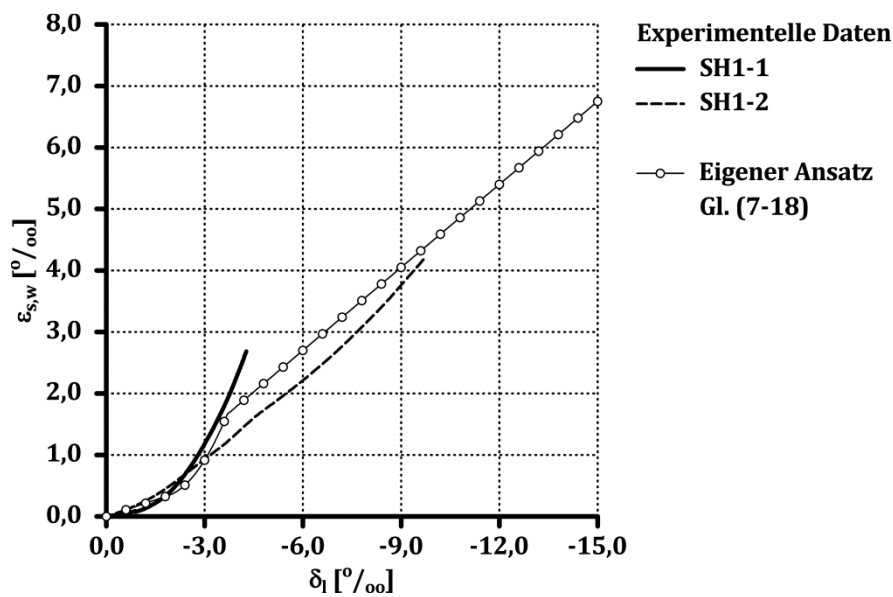


Bild 7-26: Experimentell und rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung der Serie SH1 gemäß dem eigenen Ansatz

Tabelle 7-13: Verwendete Modellparameter

Bezeichnung	Serie SN0	Serie SN1	Serie SH0	Serie SH1
	N0	N4	H0	H2
$\nu_{c,0} / \nu_{c,u}$ [-]	0,14 / 0,33	0,16 / 0,37	0,17 / 0,46	0,18 / 0,45
$\varepsilon_{c,l} / \varepsilon_{c,V0}$ [‰]	-0,8 / -1,7	-0,7 / -1,7	-0,9 / -1,8	-0,5 / -1,9

Der Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung kann mit dem eigenen Ansatz abgebildet werden. Tendenziell ist die Übereinstimmung des experimentell und rechnerisch ermittelten Zusammenhangs bei den Versuchskörpern aus Nullbeton besser als bei den Versuchskörpern aus Stahlfaserbeton. In der vorliegenden Arbeit wird vermutet, dass sich in den Versuchskörpern eine von den Begleitkörpern abweichende Stahlfaserorientierung eingestellt hat. Das Querverformungsverhalten des Stahlfaserbetons der Versuchskörper weicht somit gegebenenfalls von dem der zugehörigen Serien N4 bzw. H2 entsprechend Kapitel 4.5 ab.

7.5.5 Dehnung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons

Zur Ermittlung des Traganteils des von Querbewehrung umschlossen Betons zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder ist die Dehnung bzw. Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast erforderlich (Kapitel 2.3.5).

Entsprechend dem in Kapitel 2.3.5 dargestellten Vorgehen wird unter Verwendung der eigenen Ansätze zur Beschreibung der mehraxialen Materialkennwerte von Beton (Gl. (5-2), Gl. (5-5)) sowie des Zusammenhangs zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Betonstauchung (Gl. (7-18)) exemplarisch die Spannung der Querbewehrung der Versuchskörper SN0-2, SN1-2, SH0-2 sowie SH1-2 iterativ bestimmt. Die Abweichung zwischen der experimentell und rechnerisch ermittelte Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast beträgt maximal bei dem Versuchskörper SH1-2 etwa 10 % (Tabelle 7-14).

Tabelle 7-14: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons

Bezeichnung		SN0-2	SN1-2	SH0-2	SH1-2
$(\bar{\sigma}_{s,w,u})_{exp}$	[N/mm ²]	580	615	535	570
$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$	[N/mm ²]	605	615	505	510
$(\sigma_{s,w,u})_{cal}/(\bar{\sigma}_{s,w,u})_{exp}$	[-]	1,04	1,00	0,94	0,90

Aufgrund der guten Übereinstimmung zwischen der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons wird in der vorliegenden Arbeit im Weiteren das in Kapitel 2.3.5 beschriebene iterative Vorgehen unter Anwendung der eigenen Ansätze verwendet, um die Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons zu bestimmen.

7.6 Umschnürungsfaktor

7.6.1 Auswertung experimenteller Ergebnisse

Die in der Literatur dokumentierten experimentellen Untersuchungen zur Umschnürungswirkung der Querbewehrung werden im Allgemeinen hinsichtlich der Übertragbarkeit des aus Materialuntersuchungen entwickelten Versagenskriteriums von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung auf die Bauteilebene ausgewertet [Mar-84], [She-82], [Cus-95]. Um das experimentell ermittelte Last-Verformungsverhalten bezüglich der erzielten mehraxialen Druckfestigkeit im Bauteil zu analysieren, ist eine Annahme für den Umschnürungsfaktor zu treffen (Gl. (2-69)).

Um die experimentellen Ergebnisse in Bezug auf den Umschnürungsfaktor auszuwerten, wird in der vorliegenden Arbeit die Gültigkeit des eigenen Ansatzes zur Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Null- bzw. Stahlfaserbeton auf Bauteilebene vorausgesetzt. Dies erscheint zulässig, da der eigene Ansatz nur geringe Unterschiede zu den Ansätzen aus der Literatur aufweist (Kapitel 5 bzw. 6) und die in der Literatur dokumentierten experimentellen Ergebnisse zur Umschnürungswirkung der Querbewehrung zeigen, dass sich die aus Materialuntersuchungen abgeleitete Beschreibung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton grundsätzlich eignet, den aus der Umschnürungswirkung der Querbewehrung resultierenden Traglastzuwachs zu erfassen [Mar-84], [She-82], [Cus-95].

Unter Verwendung des eigenen Ansatzes zur Ermittlung der mehraxialen Druckfestigkeit von Beton ergibt sich die Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons in Anlehnung an Gl. (2-69) zu

$$N_{c,enc,u} = A_{c,enc} \cdot f_{c,u} \cdot \left(1 + 3,8 \cdot \left(k_e \cdot \frac{2 \cdot A_{s,w} \cdot \sigma_{s,w,u}}{s_w \cdot b_c \cdot f_{c,u}} \right)^{0,85} \right). \quad \text{Gl. (7-19)}$$

Zur Auswertung der eigenen experimentellen Ergebnisse wird in Gl. (7-19) der Umschnürungsfaktor k_e angepasst, im Weiteren als Methode I bezeichnet, so dass sich eine Übereinstimmung mit der experimentell ermittelten Traglast ergibt. Auf Grundlage der in Kapitel 7.4.2 bzw. Anhang P dargestellten Ergebnisse der numerischen Berechnungen wird die an Begleitkörpern experimentell ermittelte einaxiale Druckfestigkeit von Beton sowie die mittlere Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast angesetzt.

Für einen normierten Querbewehrungsabstand von etwa $s_w/b_c = 0,35$ ergibt sich mit der beschriebenen Methode I unabhängig von der Stahlfaserzugabe der Umschnürungsfaktor im Mittel zu etwa $k_e = 0,76$ mit einem Variationskoeffizienten von etwa $V = 4,5 \%$ (Bild 7-27, Tabelle 7-15). Bei einem normierten Querbewehrungsabstand von etwa $s_w/b_c = 0,53$ nimmt der Umschnürungsfaktor einen Wert von im Mittel etwa

$k_e = 0,71$ mit einem Variationskoeffizienten von etwa $V = 20 \%$ an. Der für die Versuchskörper aus Stahlfaserbeton ermittelte Umschnürungsfaktor weicht deutlich von dem der Versuchskörper aus Nullbeton ab (Bild 7-27, Tabelle 7-15).

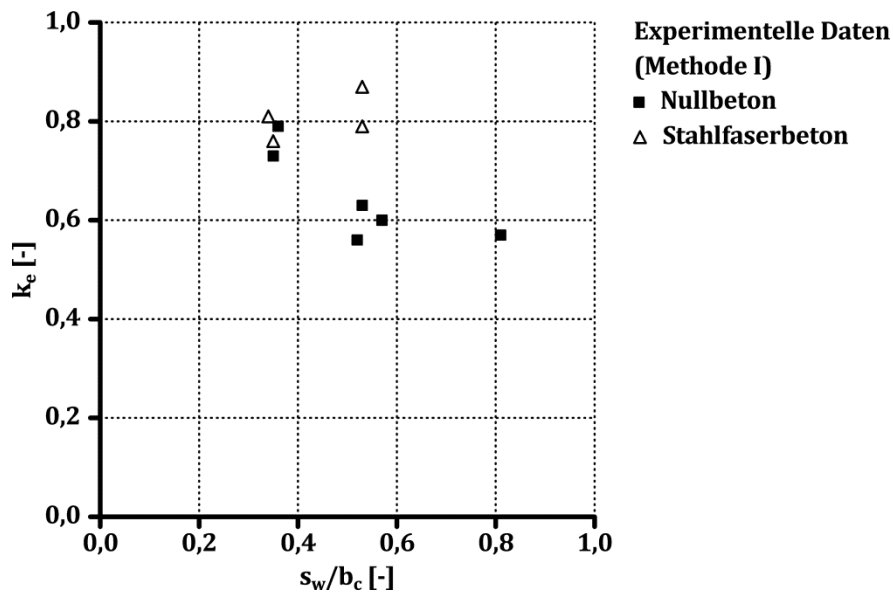


Bild 7-27: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode I) der Serien SN und SH

Tabelle 7-15: Umschnürungsfaktor (Methode I) der Serien SN und SH

Bezeichnung	SH1-2	SN1-2	SH0-2	SN0-2	SH0-1	SN0-1	SN1-1	SH1-1	SN0-3	SN0-4
s_w/b_c [-]	0,34	0,35	0,35	0,36	0,52	0,53	0,53	0,53	0,57	0,81
k_e [-]	0,81	0,76	0,73	0,79	0,56	0,63	0,87	0,79	0,60	0,57

Dieses Ergebnis deckt sich grundsätzlich mit den in Kapitel 2.3.6 dargestellten Ansätzen zur Berücksichtigung einer Faserzugabe auf die Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons. Von FOSTER [Fos-01], PAULTRE ET AL. [Pau-10], ZAINA [Zai-05] sowie CAMPIONE [Cam-02] wird bei der Analyse des Einflusses von Fasern auf das Last-Verformungsverhalten von Stahlbetondruckgliedern ein gegenüber Nullbeton zusätzlicher Traganteil identifiziert.

In der vorliegenden Arbeit wird angenommen, dass sich das Last-Verformungsverhalten des von Querbewehrung umschlossenen Betons aus dem Traganteil des nicht umschnürten und des umschnürten Betons zusammensetzt. Bei dem normiertem Querbewehrungsabstand von etwa $s_w/b_c = 0,35$ ist der Umschnürungsfaktor für Null- und Stahlfaserbeton näherungsweise gleich, da der Traganteil des umschnürten Betons das Tragverhalten bestimmt. Der Traganteil des nicht umschnürten Betons nimmt für den normierten Querbewehrungsabstand von etwa $s_w/b_c = 0,53$ zu. Bei Anwendung der Methode I resultiert der Unterschied zwischen Null- und Stahlfaserbeton in dem ermit-

telten Umschnürungsfaktor aus einem nicht berücksichtigten Traganteil des nicht umschnürten Betons.

Um den eigenen Ansatz zu prüfen, wird die rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehung unter ein- und mehraxialer Druckbeanspruchung gemäß der eigenen Ansätze unter Anpassung von k_e in Gl. (7-20) überlagert, im Weiteren als Methode II bezeichnet, so dass die experimentell ermittelten Traglast rechnerisch nachvollzogen werden kann.

$$\begin{aligned} N_{c,enc,u} &= \max \left\{ (N_{c,c} + N_{c,cc}) \right. \\ &= \max \left\{ A_{c,enc} \cdot \left(\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_c \cdot (1 - k_e) + \left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_{cc} \cdot k_e \right) \right\} \quad \text{Gl. (7-20)} \end{aligned}$$

mit

$N_{c,c}$ Traganteil des nicht umschnürten Betons,

$$\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_c = \left(\frac{k_c \cdot \eta_c + (D - 1) \cdot \eta_c^2}{1 + (k_c - 2) \cdot \eta_c + D \cdot \eta_c^2} \right) \cdot f_{c,u},$$

mit Gl. (2-22) bis Gl. (2-24), Gl. (3-5) bzw. Gl. (4-10),

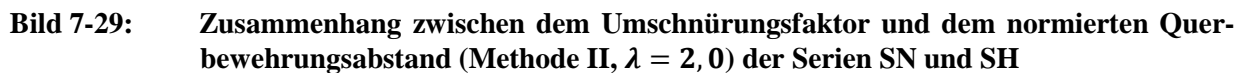
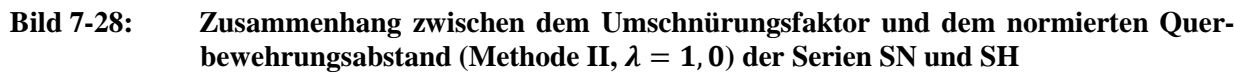
$N_{c,cc}$ Traganteil des umschnürten Betons,

$$\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_{cc} = \left(\frac{k_{cc} \cdot \eta_{cc} - \eta_{cc}^2}{1 + (k_{cc} - 2) \cdot \eta_{cc}} \right) \cdot f_{c,u} \cdot \left(1 + 3,8 \cdot \left(\frac{2 \cdot A_{s,w} \cdot \sigma_{s,w,u}}{s_w \cdot b_c \cdot f_{c,u}} \right)^{0,85} \right),$$

mit Gl. (5-2), Gl. (5-5), Gl. (5-6) bis Gl. (5-8).

Die Abbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung unter einaxialer Druckbeanspruchung erfolgt unter Ansatz einer Körperschlankheit von $\lambda = 1,0$ bzw. $2,0$ in Gl. (3-5) bzw. Gl. (4-10). Aus den Versuchsbeobachtungen, dass ein Ablösungsprozess des nicht umschnürten Betons auf einem Stauchungsniveau erfolgt, welches deutlich oberhalb der Bruchstauchung unter einaxialer Druckbeanspruchung liegt, wird abgeleitet, dass der nicht umschnürte Beton ein plastisches Materialverhalten aufweist. Mit einer Körperschlankheit von $\lambda = 1,0$ wird eine nahezu plastische Spannungs-Stauchungsbeziehung unter einaxialer Druckbeanspruchung abgebildet (Bild 3-11, Bild 3-12). Der Einfluss der Stahlfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung unter einaxialer Druckbeanspruchung wird über den Parameter F_0 in Gl. (4-10) gemäß der Ergebnisse der Begleitkörperprüfung berücksichtigt (Anhang N).

Im Vergleich zur Methode I ergeben sich bei Anwendung der Methode II größere Umschnürungsfaktoren. Der Einfluss der Stahlfasern auf den Umschnürungsfaktor reduziert sich (Bild 7-28, Bild 7-29, Tabelle 7-16).



Bezeichnung		SH1-2	SN1-2	SH0-2	SN0-2	SH0-1	SN0-1	SN1-1	SH1-1	SN0-3	SN0-4
s_w/b_c	[-]	0,34	0,35	0,35	0,36	0,52	0,53	0,53	0,53	0,57	0,81
$k_e (\lambda = 1,0)$	[-]	0,88	0,84	0,84	0,87	0,73	0,82	0,90	0,84	0,77	0,74
$k_e (\lambda = 2,0)$	[-]	0,93	0,87	0,90	0,89	0,90	0,86	0,92	0,90	0,84	0,81

7 Umschnürungswirkung der Querbewehrung

Die Abweichung der Einzelwerte vom Mittelwert des Umschnürungsfaktors nimmt bei Anwendung der Methode II gegenüber der Methode I ab (Tabelle 7-17). Des Weiteren reduziert sich die Streuung des Umschnürungsfaktors bei der Methode II tendenziell bei zunehmendem normierten Querbewehrungsabstand mit zunehmender Körperschlankheit (Tabelle 7-17). In der vorliegenden Arbeit wird angenommen, dass sich mit zunehmendem Querbewehrungsabstand die Körperschlankheit des nicht umschnürten Betonquerschnitts erhöht.

Tabelle 7-17: Mittlerer Umschnürungsfaktor und berechneter Variationskoeffizient der Serien SN und SH

Bezeichnung		Methode I		Methode II, $\lambda = 1,0$		Methode II, $\lambda = 2,0$	
$\overline{s_w/b_c}$	[-]	0,35	0,53	0,35	0,53	0,35	0,53
\bar{k}_e	[-]	0,77	0,71	0,86	0,83	0,90	0,89
V	[%]	4,5	20,0	2,4	8,6	2,8	2,8

Die in Anhang O zusammengefassten experimentellen Ergebnisse aus der Literatur werden hinsichtlich des Umschnürungsfaktors mit der Methode I und II ($\lambda = 2,0$) ausgewertet. Detaillierte Angaben zur Vorgehensweise bei der Analyse der experimentellen Ergebnisse aus der Literatur sind in Anhang O dargestellt. Der aus 58 experimentellen Ergebnissen der 5 Versuchsserien abgeleitete Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand ist in Bild 7-30 bzw. Bild 7-31 zusammengefasst.

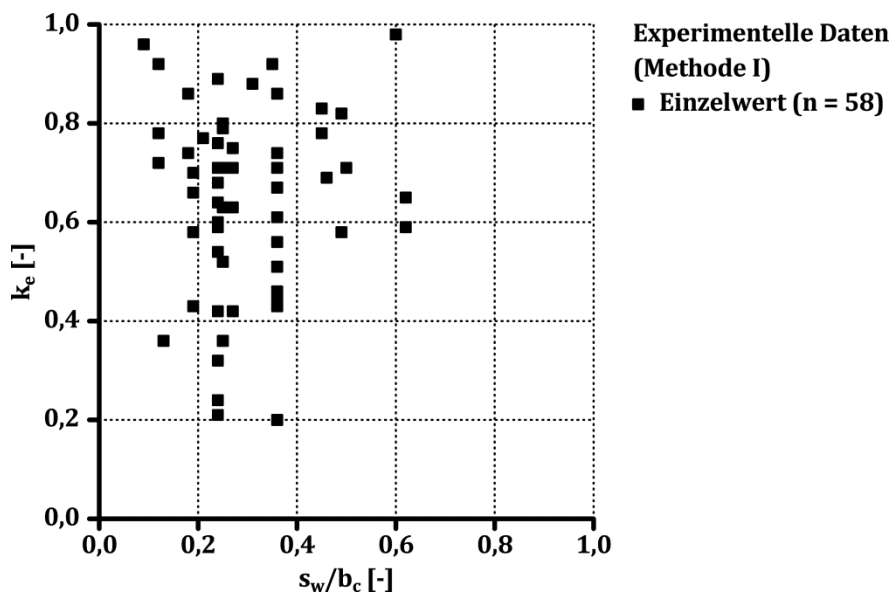


Bild 7-30: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode I) – Einzelwert abgeleitet aus experimentellen Daten aus der Literatur

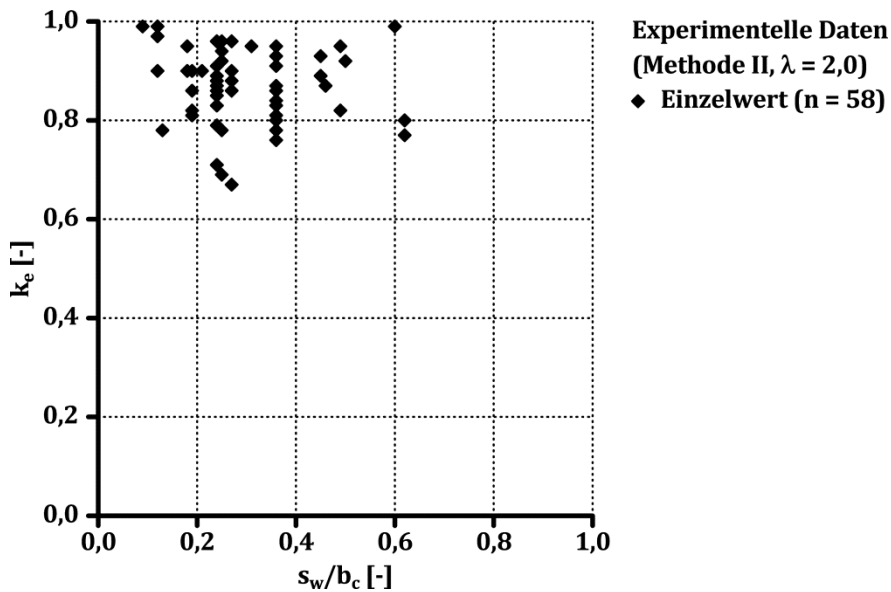


Bild 7-31: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode II, $\lambda = 2,0$) – Einzelwert abgeleitet aus experimentellen Daten aus der Literatur

Der Streubereich des Umschnürungsfaktors der experimentellen Ergebnisse aus der Literatur resultiert im Wesentlichen aus Ungenauigkeiten in der Versuchsdokumentation. Wie bereits in Kapitel 7.5.1 erwähnt, ist in den in [Cus-96], [Man-88b] sowie [Raz-99] enthaltenen experimentellen Ergebnissen lediglich die Streckgrenze der Querbewehrung dargestellt. Des Weiteren wird in den 5 Versuchsserien für eine Anzahl von bis zu 10 Versuchskörpern eine identische einaxiale Druckfestigkeit von Beton angegeben. Dies erscheint auf Basis der eigenen experimentellen Ergebnisse als nicht plausibel.

Um eine Tendenz hinsichtlich des Zusammenhangs zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand auszuarbeiten, wird aus den insgesamt 58 Einzelwerten für 8 normierte Querbewehrungsabstände ein Mittelwert des Umschnürungsfaktors gebildet. Der Umschnürungsfaktor nimmt mit zunehmendem normierten Querbewehrungsabstand ab (Bild 7-32, Bild 7-33). Wie bei den eigenen experimentellen Ergebnissen ist die Streuung des Umschnürungsfaktors bei Anwendung der Methode II gegenüber der Methode I reduziert (Tabelle 7-18).

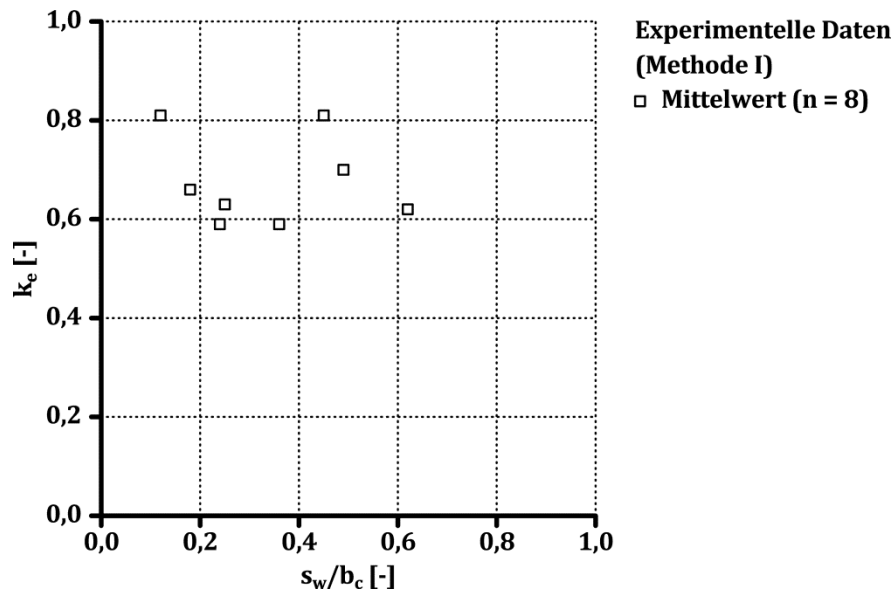


Bild 7-32: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode I) – Mittelwert abgeleitet aus experimentellen Daten aus der Literatur

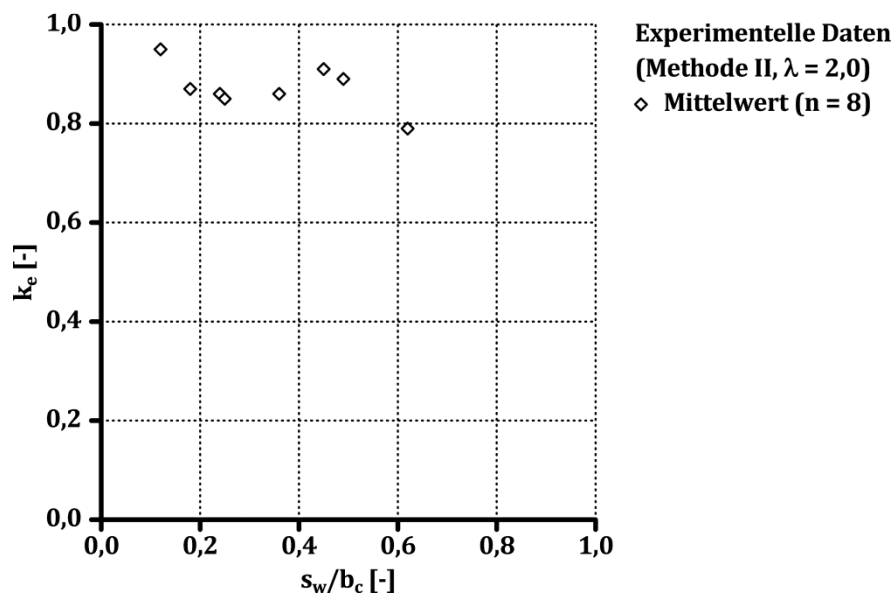


Bild 7-33: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode II, $\lambda = 2,0$) – Mittelwert abgeleitet aus experimentellen Daten aus der Literatur

Tabelle 7-18: Mittlerer Umschnürungsfaktor abgeleitet aus experimentellen Daten aus der Literatur und berechneter Variationskoeffizient

Bezeichnung		Methode I							
s_w/b_c	[-]	0,12	0,18	0,24	0,25	0,36	0,45	0,49	0,62
\bar{k}_e	[-]	0,81	0,66	0,59	0,63	0,59	0,81	0,70	0,62
V	[%]	12,7	22,1	31,4	24,2	31,4	4,4	24,2	6,8
Bezeichnung		Methode II ($\lambda = 2,0$)							
s_w/b_c	[-]	0,12	0,18	0,24	0,25	0,36	0,45	0,49	0,62
\bar{k}_e	[-]	0,95	0,87	0,86	0,85	0,86	0,91	0,89	0,79
V	[%]	5,0	6,1	7,3	12,3	7,3	3,1	10,4	2,7

7.6.2 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur

Die aus den eigenen experimentellen Ergebnissen an Nullbeton mit der Methode I abgeleiteten Umschnürungsfaktoren liegen zwischen den sich rechnerisch ergebenden Werten des Ansatzes nach MODEL CODE 2010 [CEB-10] bei Anordnung einer Wendelbewehrung bzw. bei Verwendung von Ringbügeln (Bild 7-34).

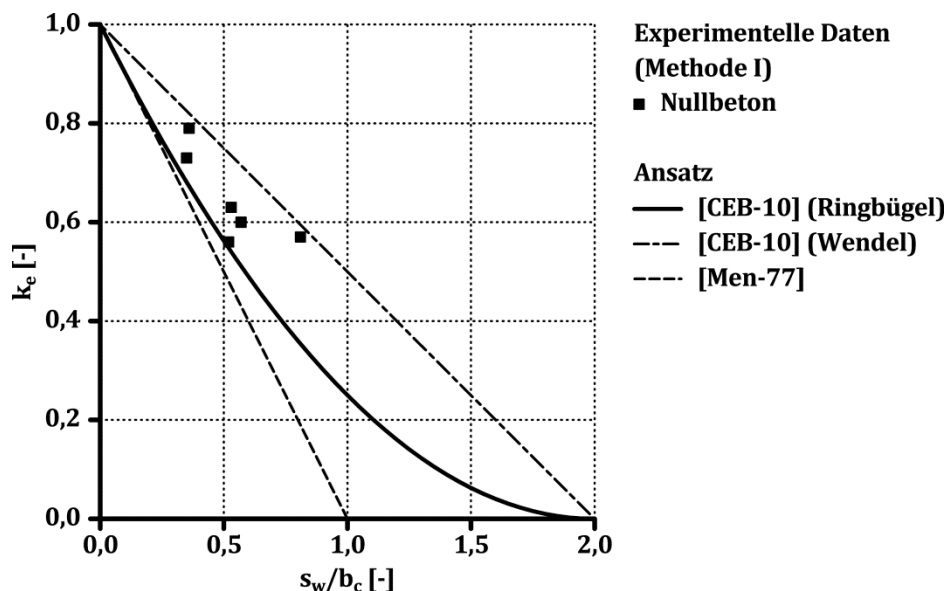


Bild 7-34: Rechnerisch ermittelter und aus experimentellen Daten abgeleiteter Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode I)

Die hinreichende Übereinstimmung mit den Ansätzen aus der Literatur zur Beschreibung des Umschnürungsfaktors zeigt, dass die eigenen experimentellen Ergebnisse an Nullbeton nicht von dem bekannten Tragverhalten des von Querbewehrung umschlos-

senen Betons abweichen. Dies lässt den Rückschluss zu, dass sich auch die Methode II eignet, das Tragverhalten des von Querbewehrung umschlossen Betons zu beschreiben.

7.6.3 Untersuchungen mit der FEM

Neben der Annahme, dass die Ausbreitung der linienförmigen Druckkräfte infolge der Querverformungsbehinderung des Betons durch eine Parabel zweiter Ordnung abgebildet werden kann (Kapitel 2.3.5), beruhen die Ansätze in der Literatur zur Beschreibung des Umschnürungsfaktors auf der Grenzbetrachtung, ab welchem normierten Querbewehrungsabstand sich der Umschnürungsfaktor zu $k_e = 0$ ergibt.

Zur Entwicklung eines eigenen Ansatzes zur Beschreibung des Umschnürungsfaktors bei Anwendung von Gl. (7-20) zur Ermittlung der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons wird basierend auf den in Kapitel 7.4 dargestellten FE-Berechnungen numerischen Untersuchungen durchgeführt. Unter Variation

- der Betondruckfestigkeit (BDF),
- des Dilatationswinkels ψ sowie
- des Durchmessers der Querbewehrung $\phi_{s,w}$

wird für einen normierten Querbewehrungsabstand zwischen $s_w/b_c = 1,0$ und $3,5$ analysiert, ab welchem normierten Querbewehrungsabstand der Einfluss der Querbewehrung auf den Betontraganteil vernachlässigt werden kann (Tabelle 7-19).

Tabelle 7-19: Variationsparameter der numerischen Untersuchungen

Bezeichnung		FE-1	FE-2	FE-3	FE-4	FE-5	FE-6
BDF	[-]	NFB (B1)	NFB (B1)	NFB (B1)	HFB (B2)	HFB (B2)	HFB (B2)
ψ	[°]	10,0	17,5	17,5	10,0	17,5	17,5
$\phi_{s,w}$	[mm]	$\phi 8$	$\phi 8$	$\phi 12$	$\phi 8$	$\phi 8$	$\phi 12$

Für den normal- bzw. hochfesten Beton werden die Materialkennwerte gemäß Tabelle 2-4 angesetzt. Das FE-Modell des Betonkörpers wird gegenüber der in Bild 7-13 dargestellten Abmessung auf eine Länge von $L = 2,0$ m erweitert. Der innere Reibungswinkel wird mit $\varphi = 47^\circ$ festgelegt, da angenommen wird, dass sich infolge der untersuchten normierten Querbewehrungsabstände eine geringe normierte Querdruckbeanspruchung einstellt (Bild 7-17).

Auf numerische Berechnungen für normierte Querbewehrungsabstände von $s_w/b_c < 1,0$ wird verzichtet, da aufgrund des experimentellen Ergebnisses des Versuchskörpers SN0-4 mit $s_w/b_c = 0,81$ davon ausgegangen wird, dass für $s_w/b_c < 1,0$ der Umschnürungsfaktor Werte von $k_e > 0$ annimmt (Bild 7-28, Bild 7-29).

In Bild 7-35 ist der sich in den numerischen Berechnungen ergebende Traglastzuwachs T entsprechend Gl. (7-2) in Abhängigkeit von dem normierten Querbewehrungsabstand dargestellt.

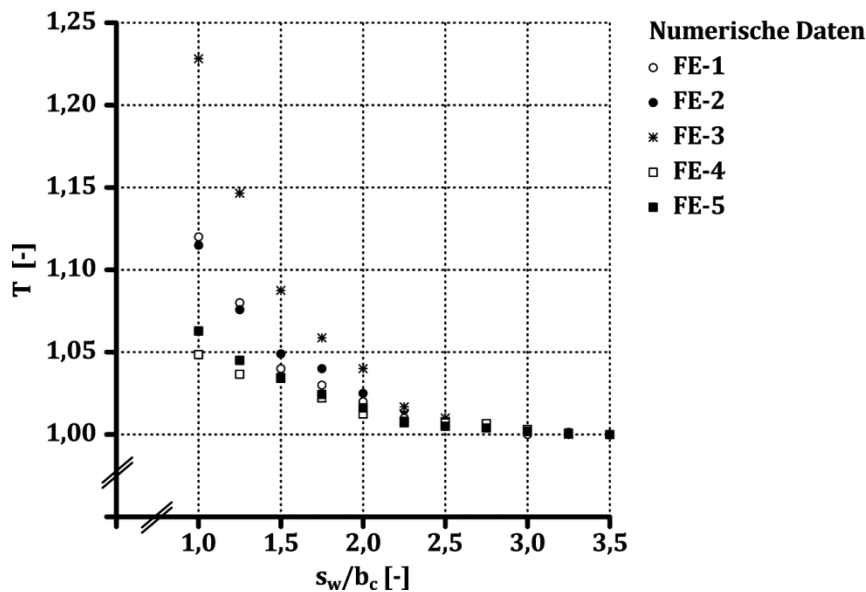


Bild 7-35: Numerisch ermittelter Traglastzuwachs in Abhängigkeit vom normierten Querbewehrungsabstand

Mit zunehmendem normiertem Querbewehrungsabstand nimmt der Traglastzuwachs überproportional ab. Für den normalfesten Beton B1 ergibt sich ab einem normierten Querbewehrungsabstand von etwa $s_w/b_c = 1,5$ ein Traglastzuwachs gegenüber der einaxialen Druckfestigkeit von maximal etwa 10 %. Für den hochfesten Beton B2 liegt der rechnerische Traglastzuwachs bei maximal etwa 5 % für $s_w/b_c = 1,5$.

Die bisherigen Ansätze zur Beschreibung des Umschnürungsfaktors beruhen auf der Annahme, dass sich ab einem normierten Querbewehrungsabstand von $s_w/b_c = 1,0$ bzw. 2,0 der Umschnürungsfaktor zu $k_e = 0$ ergibt (Bild 2-32, Bild 2-34). Auf Grundlage der numerischen Ergebnisse kann abgeleitet werden, dass sich diese Grenze durch eine gewisse übliche Streuung experimenteller Ergebnisse begründen lässt. In experimentellen Untersuchungen kann der Traglastzuwachs von 5 bis 10 % infolge der Streuung von Material- und Geometrieparametern aufgezehrt werden. Die Grenze des experimentell messbaren Einflusses der Querbewehrung auf den Betontraganteil liegt je nach Betonfestigkeit bei einem normierten Querbewehrungsabstand von etwa $s_w/b_c = 1,0$ bis 2,0.

Bild 7-36 zeigt die numerisch ermittelte Dehnung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast in Abhängigkeit vom normierten Querbewehrungsabstand.

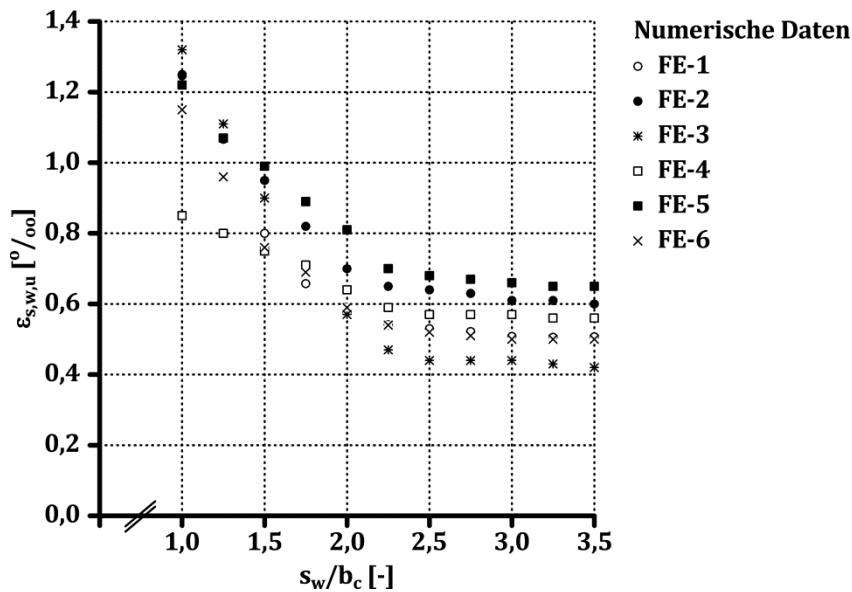


Bild 7-36: Numerisch ermittelte Dehnung der Querbewehrung bei Erreichen der numerisch ermittelten Traglast in Abhängigkeit vom normierten Querbewehrungsabstand

Die Dehnung der Querbewehrung beträgt bei einem normierten Querbewehrungsabstand von $s_w/b_c = 3,5$ in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit und des vorgegebenen Dilatationswinkels etwa $\varepsilon_{s,w} = 0,4$ bis $0,7$ ‰. Das Dehnungsniveau entspricht etwa der rechnerisch ermittelten Dehnung bei Erreichen der einaxialen Bruchstauchung gemäß dem eigenen Ansatz zur Beschreibung des Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Betonstauchung (Bild 7-23 bis Bild 7-26). Unabhängig vom vorgegebenen Dilatationswinkel nimmt die Dehnung der Querbewehrung für $s_w/b_c < 3,0$ zu.

Zur Ableitung des Umschnürungsfaktors aus den numerischen Ergebnissen wird die Traglast in Gl. (7-20) unter Anpassung des Umschnürungsfaktors nachvollzogen, so dass sich jeweils eine Übereinstimmung mit der numerisch ermittelten Traglast ergibt. Die mittlere Querdruckbeanspruchung entsprechend Gl. (2-67) wird auf Basis des in Bild 7-36 enthaltenen Dehnungszustand der Querbewehrung bestimmt.

Die Auswertung der numerischen Ergebnisse zeigt, dass sich bei einem normierten Querbewehrungsabstand von $s_w/b_c = 3,5$ der Umschnürungsfaktor zu etwa $k_e = 0$ ergibt und dass näherungsweise ein linearer Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand angenommen werden kann (Bild 7-37).

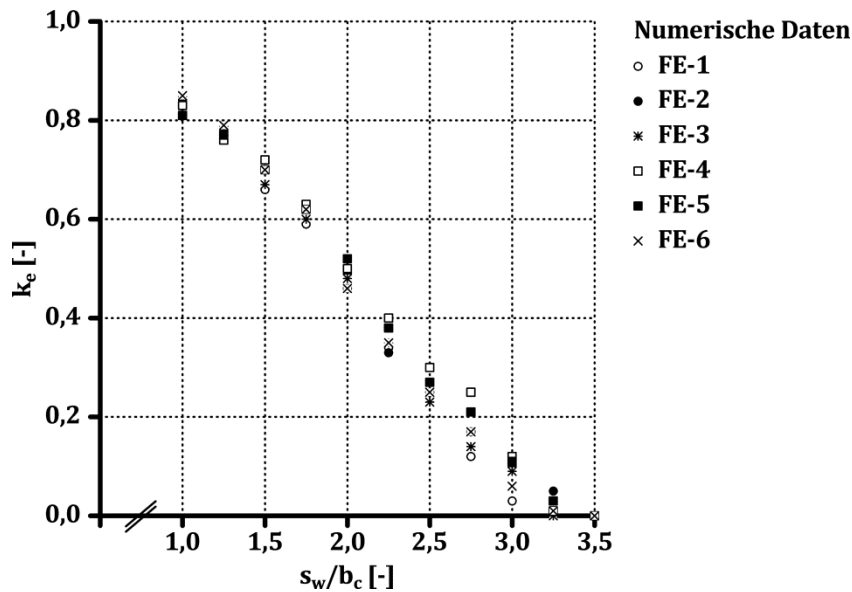


Bild 7-37: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand – abgeleitet aus numerischen Berechnungen

7.6.4 Eigener Ansatz

Auf den numerischen Ergebnissen aufbauend wird vorgeschlagen, den Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand bei Anwendung von Gl. (7-20) zur Ermittlung des Traganteils des von Querbewehrung umschlossenen Betons konservativ mit

$$k_e = \left(1,0 - \frac{s_w}{3,0 \cdot b_c} \right) \quad \text{Gl. (7-21)}$$

abzubilden.

7.6.5 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz

Für die aus den eigenen und den experimentellen Ergebnissen aus der Literatur abgeleiteten Umschnürungsfaktoren wird eine lineare Regressionsanalyse mit der definierten Randbedingung durchgeführt, dass sich bei einem normierten Querbewehrungsabstand von $s_w/b_c = 0$ der Umschnürungsfaktor zu $k_e = 1,0$ ergibt (Bild 7-38, Bild 7-39, Bild 7-40).

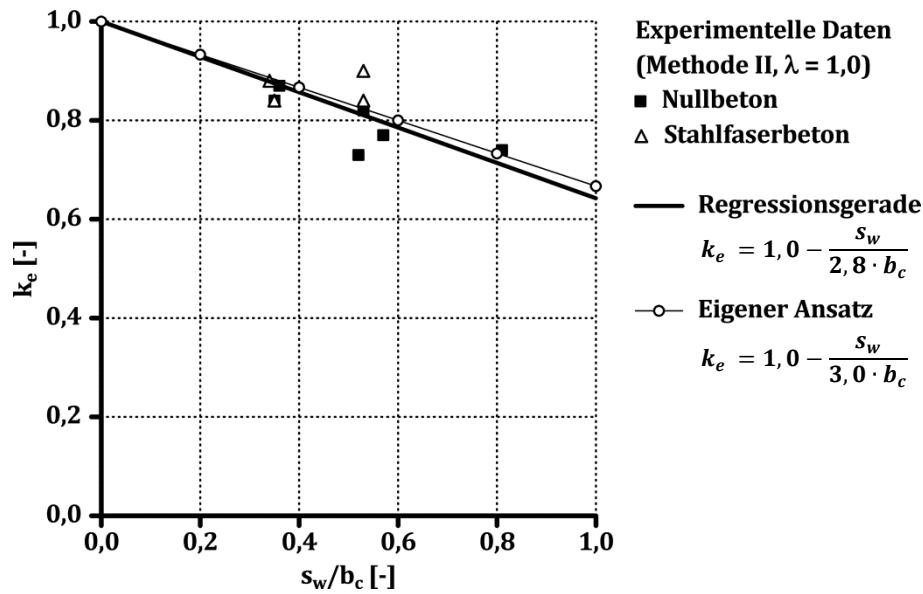


Bild 7-38: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode II, $\lambda = 1,0$) der Serien SN und SH, Ergebnis der Regressionsanalyse sowie eigener Ansatz

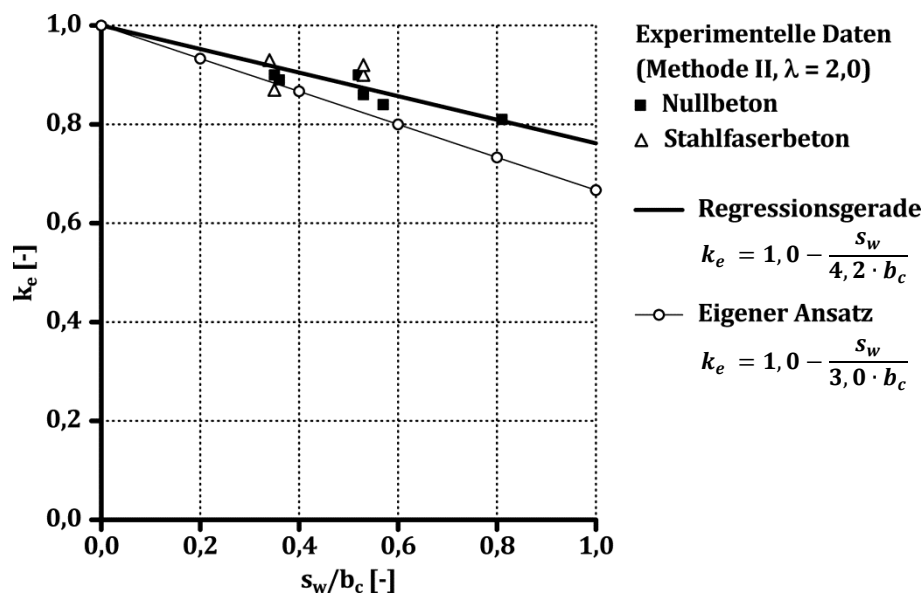


Bild 7-39: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode II, $\lambda = 2,0$) der Serien SN und SH, Ergebnis der Regressionsanalyse sowie eigener Ansatz

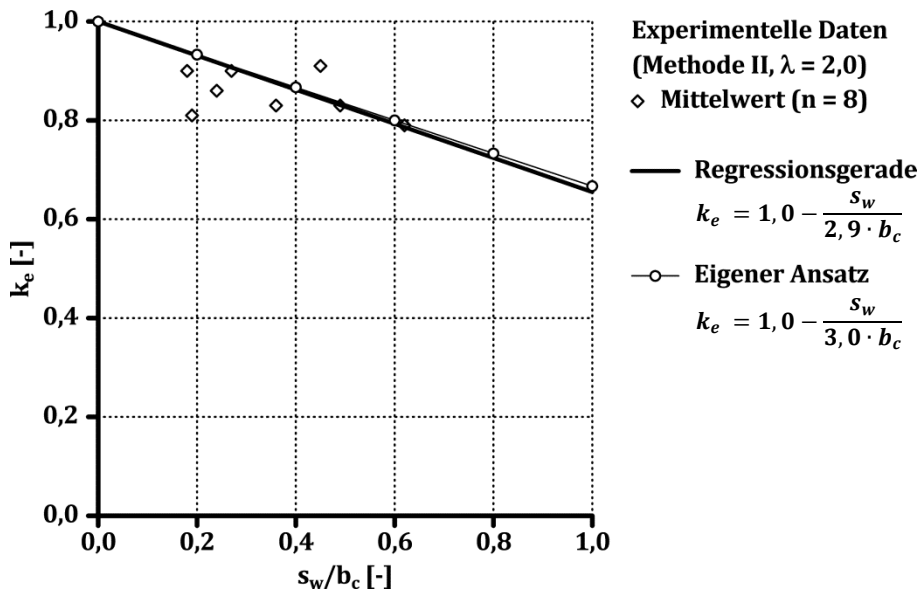


Bild 7-40: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode II, $\lambda = 2,0$) – Mittelwert abgeleitet aus experimentellen Daten aus Literatur, Ergebnis der Regressionsanalyse sowie eigener Ansatz

Der aus den experimentellen Ergebnissen abgeleitete Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand weist eine ausreichende Übereinstimmung mit dem eigenen Ansatz auf.

7.7 Darstellung der erarbeiteten Grundlagen

Zur Beschreibung des Traganteils des von Querbewehrung umschlossenen Betons zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder wurde die Umschnürungswirkung der Querbewehrung analysiert.

Insgesamt wurden 10 Versuchskörper mit außenliegender Querbewehrung ohne Betondeckung und ohne Längsbewehrung unter zentrischer Normalkraftbeanspruchung experimentell untersucht. Des Weiteren wurden in einer Datenbank etwa 100 experimentelle Ergebnisse aus der Literatur zur Umschnürungswirkung der Querbewehrung zusammengefasst.

Zur Eingrenzung des in den eigenen experimentellen Untersuchungen festgestellten Streubereichs der messtechnisch erfassten Dehnung der Querbewehrung sowie der Untersuchung, ob für die Auswertung des experimentell ermittelten Last-Verformungsverhaltens die an Begleitkörpern ermittelte einaxiale Druckfestigkeit auf die sogenannte Bauteilfestigkeit abzumindern ist, wurden Analysen mit der FEM durchgeführt.

Die numerischen Ergebnisse zeigten, dass der Zusammenhang zwischen dem Traglastzuwachs infolge der Umschnürungswirkung der Querbewehrung und der messtechnisch erfassten Dehnung der Querbewehrung gut auf Mittelwertbasis beschrieben werden kann. Des Weiteren konnte die experimentell ermittelte Traglast der Versuchskörper

ohne Abminderung der einaxialen Druckfestigkeit gemäß der Begleitkörperprüfung in den nichtlinearen numerischen Berechnungen nachvollzogen werden.

Der in den eigenen experimentellen Untersuchungen an den Versuchskörpern aus normal- und hochfesten Null- bzw. Stahlfaserbeton festgestellte Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung deckte sich mit dem in den Kapiteln 3.4.1 und 4.5.1 experimentell ermittelten Querverformungsverhalten von Null- bzw. Stahlfaserbeton.

Der eigene Ansatz zur Beschreibung der Dehnung der Querbewehrung basiert auf einer abschnittsweisen Beschreibung der Dehnung der Querbewehrung über den Querverformungskoeffizienten von Null- bzw. Stahlfaserbeton. Die nahezu lineare Zunahme der Dehnung der Querbewehrung bei Betonstauchungen deutlich oberhalb der einaxialen Bruchstauchung wurde in dem eigenen Ansatz über den in den Kapiteln 3.4.1 und 4.5.1 ermittelten Bruchquerverformungskoeffizienten beschrieben.

Die Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons kann gut mit dem in der Literatur vorgeschlagenen iterativen Vorgehen unter Anwendung der eigenen Ansätze rechnerisch bestimmt werden.

Die eigenen und die in der Datenbank zusammengefassten experimentellen Untersuchung wurden hinsichtlich des Umschnürungsfaktors mit zwei Methoden ausgewertet. Es zeigte sich, dass bei der Methode I, die dem in der Literatur üblichen Vorgehen bei der Ermittlung der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons entspricht, eine deutliche Abweichung zwischen dem Umschnürungsfaktor bei Verwendung von Null- bzw. Stahlfaserbeton ergibt. Dieses Ergebnis korreliert mit den bisherigen Ansätzen zur Beschreibung des Einflusses der Fasern auf das Tragverhalten des von Querbewehrung umschlossenen Betons. Die eigene Methode II zur Bestimmung der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons beschreibt das Tragverhalten über einen Traganteil des nicht umschnürten und des umschnürten Betons. Ein wesentlicher Unterschied des Umschnürungsfaktors zwischen Null- und Stahlfaserbeton konnte bei Anwendung der Methode II nicht festgestellt werden. Der Einfluss der Stahlfasern auf das Tragverhalten des von Querbewehrung umschlossenen Betons wurde über den eigenen Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung entsprechend Kapitel 4.4 berücksichtigt.

Auf Basis weiterer numerischer Berechnungen wurde analysiert, ab welchem normierten Querbewehrungsabstand der Einfluss der Querbewehrung auf den Betontraganteil vernachlässigt werden kann. Die FE-Berechnungen zeigten, dass in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit bei einem normierten Querbewehrungsabstand zwischen $s_w/b_c = 1,0$ und $2,0$ der Traglastzuwachs kleiner 10 % ist und somit in etwa die Grenze der experimentell messbaren Umschnürungswirkung der Querbewehrung darstellt. Die aus den numerischen Ergebnissen mit der Methode II abgeleiteten Umschnürungs-

faktoren zeigten eine nahezu lineare Abhängigkeit von dem normierten Querbewehrungsabstand auf und ergaben sich bei etwa $s_w/b_c = 3,5$ zu $k_e = 0$.

Der eigene Ansatz zur Beschreibung des Umschnürungsfaktors bei Anwendung der Methode II zur Beschreibung der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons wurde konservativ aus den numerischen Ergebnissen abgeleitet. Der eigene Ansatz zeigte eine ausreichende Übereinstimmung mit dem auf Basis linearer Regressionsanalysen aus den experimentellen Ergebnissen abgeleiteten Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand.

8 Last-Verformungsverhalten von Stahlbetondruckgliedern

8.1 Zielsetzung

In den Kapiteln 3 bis 7 werden die zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens von Stahlbetondruckgliedern erforderlichen Betontraganteile getrennt voneinander grundlegend analysiert. Auf Basis der im Folgenden dargestellten experimenteller Untersuchungen wird überprüft, ob sich die Kombination der eigenen Ansätze zur Abbildung des in der vorliegenden Arbeit angestrebten Bauteilverhaltens eignet.

8.2 Versuchskörperkonzeption und eigenes Versuchsprogramm

Das Last-Verformungsverhalten von Stahlbetondruckgliedern mit Versagensvorankündigung wird an gedrunenen Versuchskörpern mit einem Außendurchmesser von $\phi = 25$ cm und einer Länge von etwa $L = 80$ cm unter Variation

- der Betondruckfestigkeit (BDF),
- der Güte $k_{s,l}^*$ und des Durchmessers der Längsbewehrung $\phi_{s,l}$,
- des Abstandes s_w und des Durchmessers der Querbewehrung $\phi_{s,w}$ sowie
- der Stahlfaserzugabe m_f

unter verformungsgeregelter Belastung experimentell ermittelt (Tabelle 8-1, Bild 8-1).

8 Last-Verformungsverhalten von Stahlbetondruckgliedern

Tabelle 8-1: Übersicht der Versuchsparameter der Serie S

Bezeichnung		S1	S2	S3	S4
BDF	[-]	NFB	NFB	HFB	HFB
$k_{s,l}^{*1)}$	[-]	1,18	1,13	1,18	1,13
$n_{s,l} \phi_{s,l}$	[Anz. mm]	6 $\phi 18$	6 $\phi 20$	6 $\phi 18$	6 $\phi 20$
$k_{s,w}^{*2)}$	[-]	1,06	1,08	1,08	1,06
$\phi_{s,w}/s_w$	[mm/cm]	$\phi 12/10$	$\phi 8/7,5$	$\phi 8/4$	$\phi 12/7,5$
s_w/b_c	[-]	0,53	0,39	0,21	0,40
Stahlfasertyp ³⁾	[-]	—/—	B	—/—	B
m_f	[kg/m ³]	—/—	45	—/—	90

¹⁾ Spannungs-Stauchungsbeziehung entsprechend Anhang A; ²⁾ Spannungs-Dehnungsbeziehung entsprechend Anhang A;

³⁾ entsprechend Tabelle 4-1

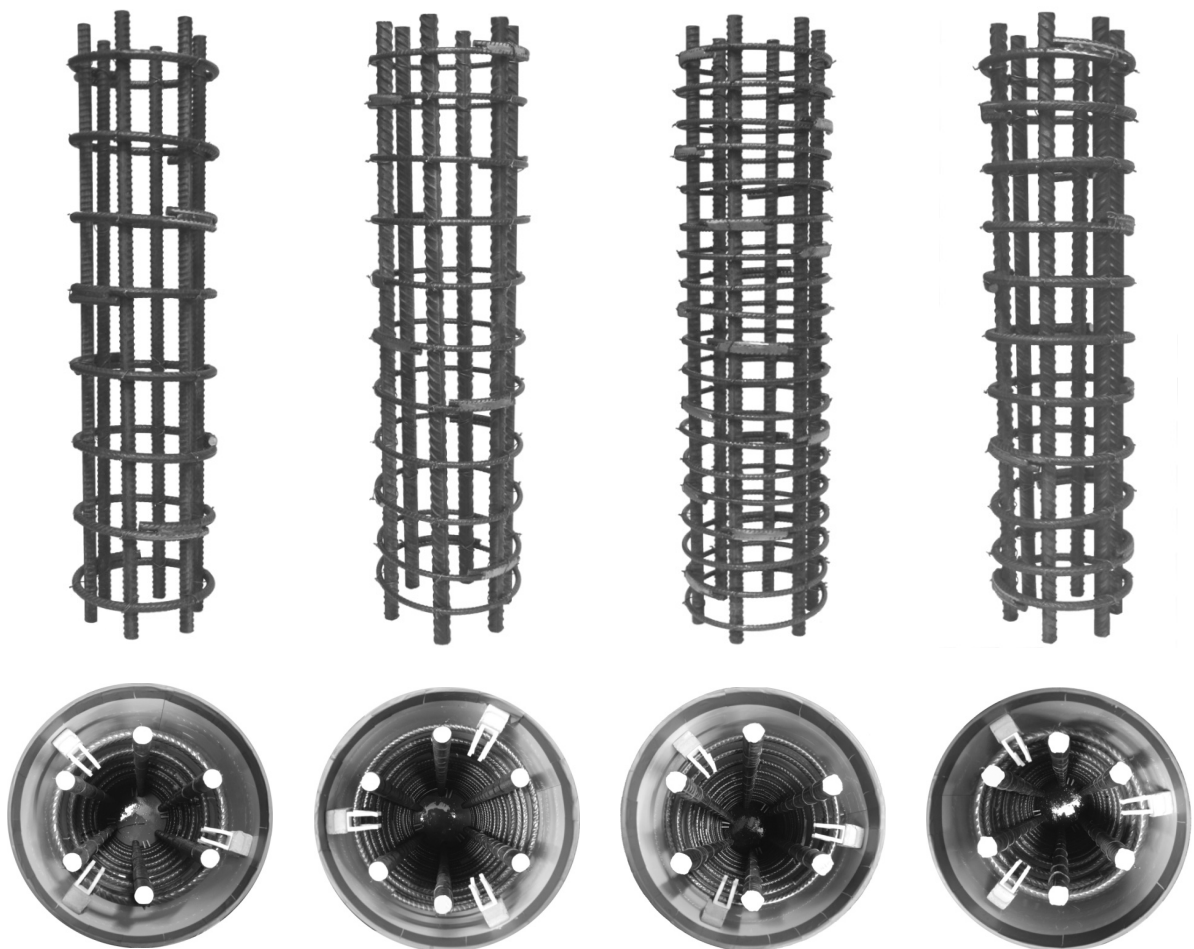


Bild 8-1: Versuchskörper der Serie S (von links nach rechts: S1 bis S4)

8 Last-Verformungsverhalten von Stahlbetondruckgliedern

Die Versuchskörper aus normal- bzw. hochfestem Nullbeton S1 und S3 werden unter Verwendung der eigenen Ansätze konzipiert, so dass sich rechnerisch ein Last-Verformungsverhalten mit Versagensvorankündigung einstellt (Bild 8-2). Das für die gewählte konstruktive Durchbildung der Versuchskörper aus normal- bzw. hochfesten Stahlfaserbeton S2 bzw. S4 rechnerisch ermittelte Last-Verformungsverhalten ohne Versagensvorankündigung ist in Bild 8-3 dargestellt.

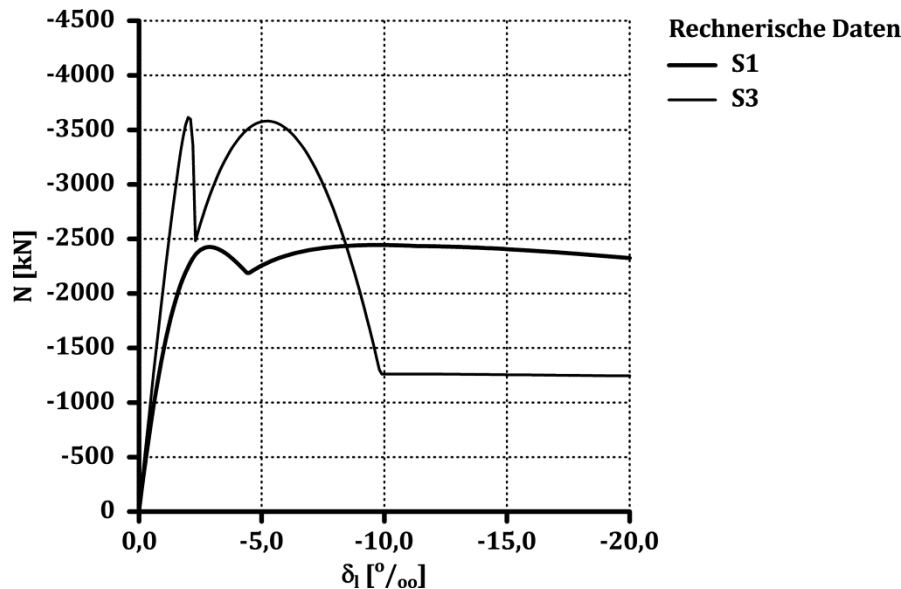


Bild 8-2: Rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper S1 und S3

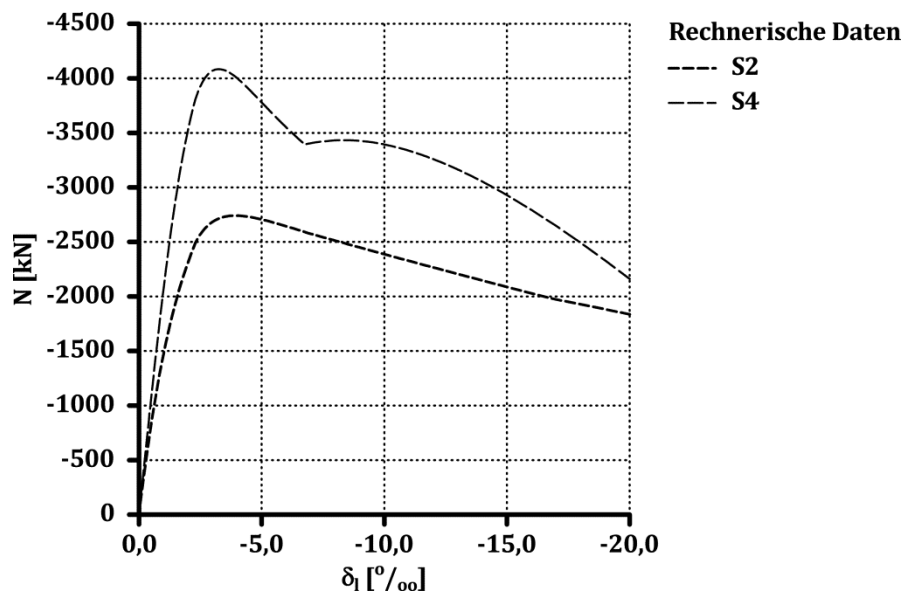


Bild 8-3: Rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper S2 und S4

Die verwendeten Modellparameter zur Abbildung des Last-Verformungsverhaltens sind in Anhang Q zusammengefasst. Die Abbildung des Traganteils des nicht umschnürten Betons erfolgt unter Ansatz einer gewählten Körperschlankheit von $\lambda = 2,5$ in Gl. (3-5) bzw. Gl. (4-10).

Um die Querbewehrung optimal auszunutzen, wird diese ausgebildet, so dass rechnerisch entsprechend dem in Kapitel 2.3.5 beschriebenen iterativen Vorgehen bei Erreichen der Sekundärtraglast bzw. der Traglast des umschnürten Betons in etwa die Streckgrenze der Querbewehrung erzielt wird (Tabelle 8-2).

Tabelle 8-2: Rechnerisch ermittelte Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Sekundärtraglast bzw. der Traglast des umschnürten Betons

Bezeichnung		S1	S2	S3	S4
$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$	[N/mm ²]	510	440	450	510

Weitere Hinweise zur Herstellung der Versuchskörper, detaillierte Angaben zum Versuchsaufbau, der verwendeten Messtechnik sowie Erläuterungen zur Messdatenauswertung sind in den Anhängen B und Q dargestellt.

8.3 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen

Bei den Versuchskörpern S1 und S3 aus normal- bzw. hochfestem Nullbeton wird das angestrebte Last-Verformungsverhalten mit Versagensvorankündigung erzielt (Bild 8-4). Nach Überschreiten der Primärtraglast wird eine ausgeprägte Längsrisssbildung an der Betonoberfläche beobachtet. Vor Erreichen der Sekundärtraglast lösen sich Betonschollen von den Versuchskörpern. Bei weiterer Verformungszunahme wird die Sekundärtraglast erzielt, die mindestens der Primärtraglast entspricht (Tabelle 8-3).

Der Einfluss der Stahlfasern auf das Bauteilverhalten wird durch die eigenen rechnerischen Ansätze nicht zutreffend erfasst (Bild 8-3, Bild 8-4). Der Versuchskörper S4 aus hochfestem Stahlfaserbeton weist wider Erwarten ein Last-Verformungsverhalten mit Versagensvorankündigung auf. Das experimentell ermittelte Last-Verformungsverhalten des Versuchskörpers S2 aus normalfestem Stahlfaserbeton zeigt ein ausgeprägtes Fließplateau.

Das Ausknicken der druckbeanspruchten Längsbewehrung kann in den experimentellen Untersuchungen bei Versuchskörperstauchungen beobachtet werden, die deutlich größer sind als die Verformung bei Erreichen der Sekundärtraglast. Die Längsbewehrung des Versuchskörpers S1 knickt zwischen den Bewehrungslagen aus. Bei den Versuchskörpern S2, S3 und S4 erfolgt das Ausknicken der Längsbewehrung über eine Länge größer als ein Querbewehrungsabstand, was zum Reißen der Querbewehrung führt. In dem experimentell ermittelten Last-Verformungsverhalten ist das Versagen der Querbewehrung durch den sprunghaften Abfall der Beanspruchbarkeit gekennzeichnet (Bild 8-4).

8 Last-Verformungsverhalten von Stahlbetondruckgliedern

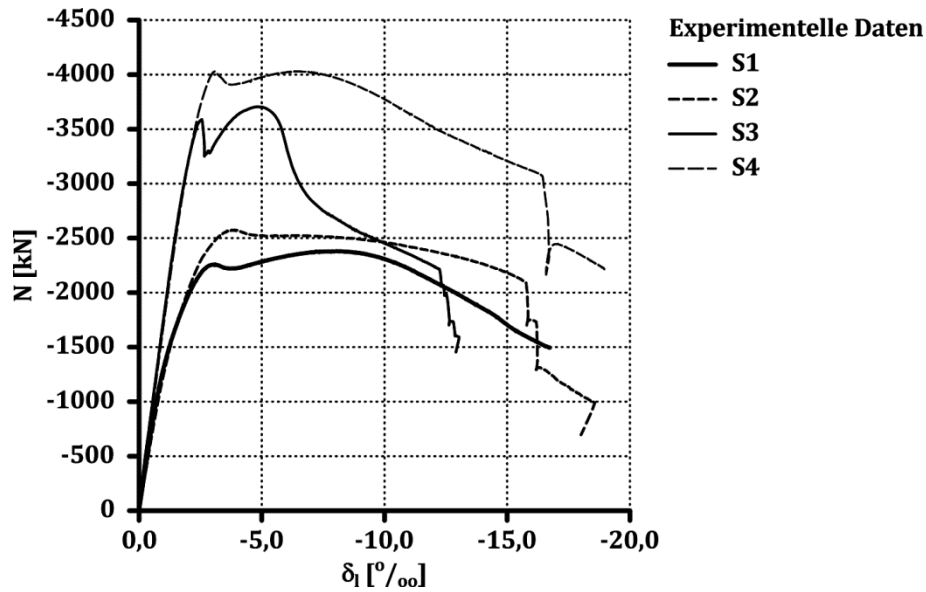


Bild 8-4: Experimentell ermitteltes Last-Verformungsverhalten der Serie S

Tabelle 8-3: Experimentelle Ergebnisse der Serie S

Bezeichnung	S1	S2	S3	S4
$N_{u,I}$ [kN]	-2260	-2576	-3579	-4030
$N_{u,II}$ [kN]	-2381	-/-	-3704	-4031
$N_{u,II}/N_{u,I}$ [-]	1,05	-/-	1,03	1,00

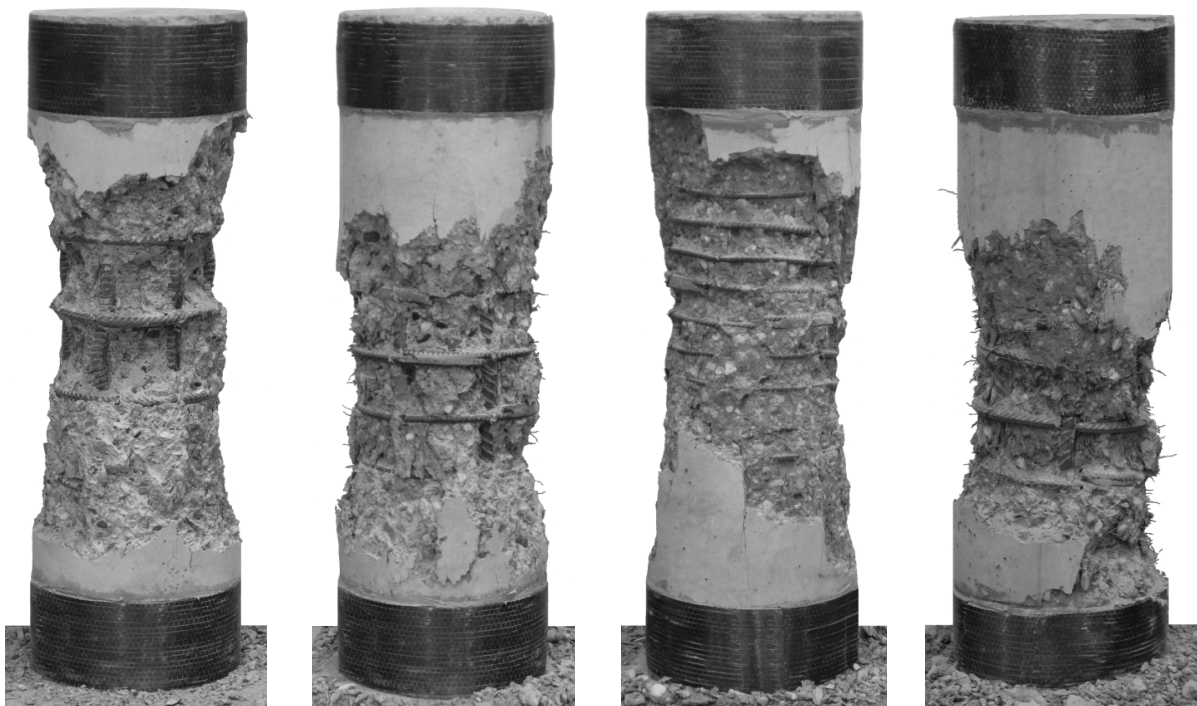


Bild 8-5: Versuchskörper nach Beendigung der experimentellen Untersuchungen (von links nach rechts: S1 bis S4)

8.4 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit den eigenen Ansätzen

Das experimentell ermittelte Last-Verformungsverhalten wird unter Verwendung der an Begleitkörpern experimentell ermittelten einaxialen Materialkennwerte sowie einer um 15 % auf die Bauteilfestigkeit abgeminderten einaxialen Druckfestigkeit und der aus der messtechnisch erfassten Dehnung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast ermittelten Spannung der Querbewehrung entsprechend Anhang Q rechnerisch nachvollzogen (Bild 8-6 bis Bild 8-9).

Für die Versuchskörper aus normalfesten Beton S1 und S2 ergibt sich eine bessere Übereinstimmung zwischen der experimentell und rechnerisch ermittelten Primärtraglast bei Ansatz einer um 15 % reduzierten einaxialen Druckfestigkeit (Tabelle 8-4). Für die Versuchskörper aus hochfesten Beton S3 und S4 ist die Konformität bei Ansatz der einaxialen Druckfestigkeit entsprechend der Begleitkörperprüfung höher (Tabelle 8-5).

In der vorliegenden Arbeit wird vermutet, dass die Ungenauigkeit in der Abbildung der Primärtraglast bei Ansatz der an Begleitkörpern experimentell ermittelten einaxialen Materialkennwerte weniger durch einen Unterschied in der Betondruckfestigkeit zwischen den Versuchskörpern und den Begleitkörpern begründet ist, sondern vielmehr aus gewissen Modellungenauigkeiten bei der Abbildung der einzelnen Traganteile resultiert, die in den Kapiteln 3 bis 7 dargestellt sind.

Die Versuchskörper aus Nullbeton S1 und S3 weisen unabhängig von der verwendeten einaxialen Druckfestigkeit rechnerisch ein Versagen mit Vorankündigung auf (Bild 8-6, Bild 8-8). Der Abfall der Beanspruchbarkeit direkt nach Überschreiten der Primärtraglast wird bei den Versuchskörpern S1 und S3 rechnerisch überschätzt. Für die angenommenen Körperschlankheit von $\lambda = 2,5$ in Gl. (3-5) zur Abbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung unter einaxialer Druckbeanspruchung wird der Traganteil des nicht umschnürten Betons nach Überschreiten der Primärtraglast unterschätzt.

Als Grund für die nicht ausreichende Übereinstimmung zwischen dem experimentell und rechnerisch ermittelten Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper aus Stahlfaserbeton S2 und S4 kann ein Modellfehler in der Abbildung des Traganteils des umschnürten Betons aufgrund der Untersuchungsergebnisse in den Kapiteln 6 und 7 ausgeschlossen werden. Durch eine Reduktion der Knicklänge der Längsbewehrung gegenüber dem in Kapitel 2.2.2 festgelegten Wert kann das rechnerisch ermittelte Last-Verformungsverhalten nur unwesentlich beeinflusst werden. Somit ist die Ungenauigkeit des rechnerisch ermittelten Last-Verformungsverhaltens durch die Abbildung des Traganteils des nicht umschnürten Betons begründet. Wie für Nullbeton kann für die angenommenen Körperschlankheit von $\lambda = 2,5$ in Gl. (4-10) der Traganteil des nicht umschnürten Betons nicht ausreichend beschrieben werden.

8 Last-Verformungsverhalten von Stahlbetondruckgliedern

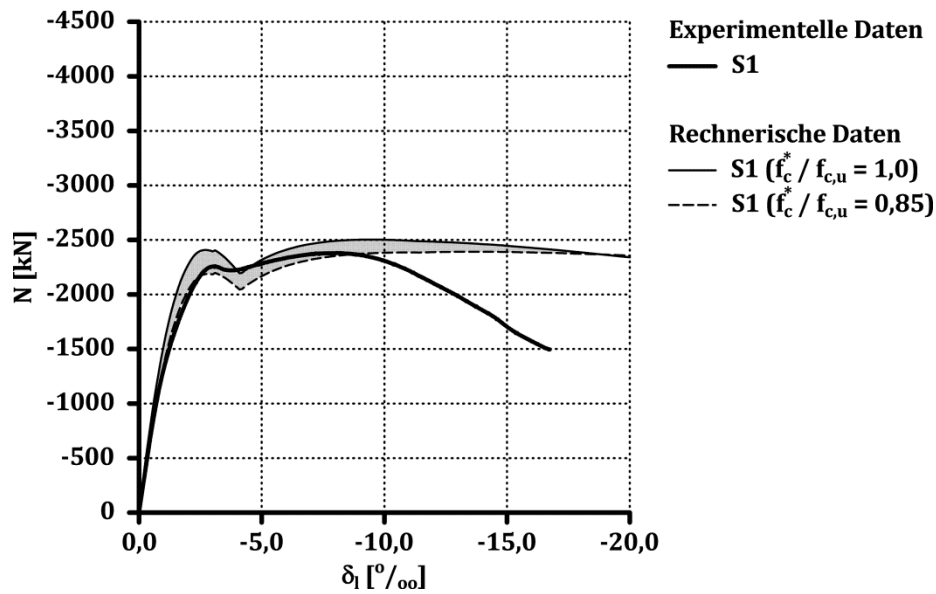


Bild 8-6: Experimentell und rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten des Versuchskörpers S1

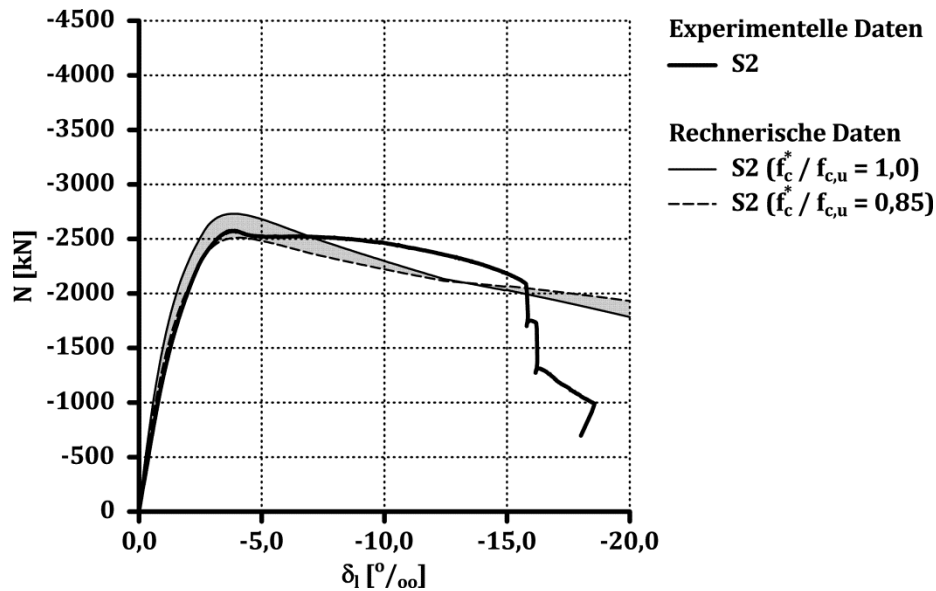


Bild 8-7: Experimentell und rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten des Versuchskörpers S2

Tabelle 8-4: Experimentelle und rechnerische Ergebnisse der Versuchskörper S1 bzw. S2

Bezeichnung	S1		S2	
	$f_c^*/f_{c,u} = 1,0$	$f_c^*/f_{c,u} = 0,85$	$f_c^*/f_{c,u} = 1,0$	$f_c^*/f_{c,u} = 0,85$
$(N_{u,I})_{cal}/(N_{u,I})_{exp}$ [-]	1,07	0,97	1,06	0,97
$(N_{u,II})_{cal}/(N_{u,II})_{exp}$ [-]	1,05	1,00	—/—	—/—
$(N_{u,II})_{cal}/(N_{u,I})_{cal}$ [-]	1,03	1,07	—/—	—/—

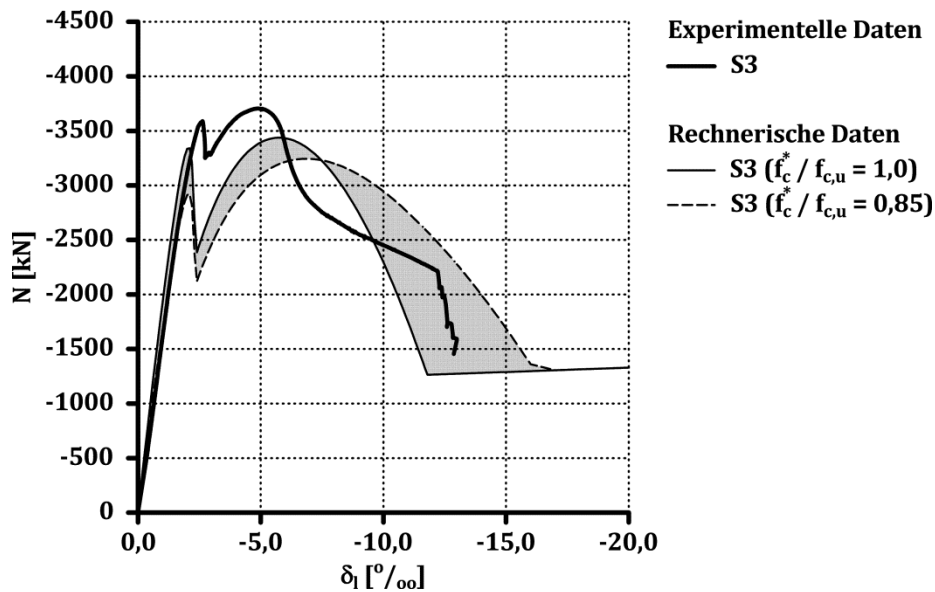


Bild 8-8: Experimentell und rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten des Versuchskörpers S3

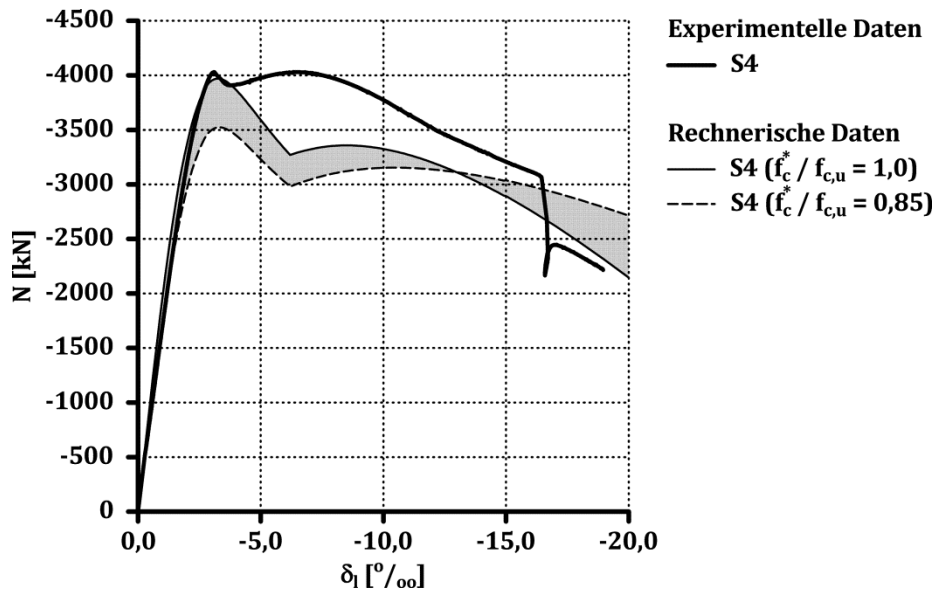


Bild 8-9: Experimentell und rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten des Versuchskörpers S4

Tabelle 8-5: Experimentelle und rechnerische Ergebnisse der Versuchskörper S3 bzw. S4

Bezeichnung	S3		S4	
	$f_c^*/f_{c,u} = 1,0$	$f_c^*/f_{c,u} = 0,85$	$f_c^*/f_{c,u} = 1,0$	$f_c^*/f_{c,u} = 0,85$
$(N_{u,I})_{cal}/(N_{u,I})_{exp}$ [-]	0,91	0,84	0,97	0,93
$(N_{u,II})_{cal}/(N_{u,II})_{exp}$ [-]	0,93	0,87	—/—	—/—
$(N_{u,II})_{cal}/(N_{u,I})_{cal}$ [-]	1,00	1,04	—/—	—/—

8 Last-Verformungsverhalten von Stahlbetondruckgliedern

Die rechnerisch und die experimentell ermittelte mittlere Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Sekundärtraglast bzw. der Traglast des umschnürten Betons weisen eine gute Übereinstimmung auf (Tabelle 8-6).

Tabelle 8-6: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Sekundärtraglast bzw. der Traglast des umschnürten Betons

Bezeichnung		S1	S2	S3	S4
$(\bar{\sigma}_{s,w,u})_{exp}$	[N/mm ²]	505	460	490	490
$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$	[N/mm ²]	510	440	450	510
$(\sigma_{s,w,u})_{cal}/(\bar{\sigma}_{s,w,u})_{exp}$	[-]	1,00	0,96	0,92	1,04

8.5 Traganteil des nicht umschnürten Betons

8.5.1 Auswertung experimenteller Untersuchungen

Für die weitere Analyse, durch welche Körperschlankheit in dem eigenen Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung unter einaxialer Druckbeanspruchung der Traganteil des nicht umschnürten Betons abgebildet werden kann, wird bei den Versuchskörpern aus Nullbeton S1 und S3 die einaxiale Druckfestigkeit angepasst, so dass sich eine Übereinstimmung zwischen der experimentell und rechnerisch ermittelten Primärtraglast ergibt (Tabelle 8-7). Die resultierende einaxiale Druckfestigkeit wird auf die Versuchskörper aus Stahlfaserbeton S2 und S4 übertragen.

Tabelle 8-7: Ermittelte Bauteilfestigkeit der Versuchskörper S1 und S3

Bezeichnung	S1	S3
$f_c^*/f_{c,u}$	0,90	1,06

Unter Verwendung der eigenen Ansätze zur Beschreibung der Traganteile des umschnürten Betons und der Längsbewehrung wird aus dem experimentell ermittelten Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper der Traganteil des nicht umschnürten Betons bestimmt. Aus der normierten Darstellung kann abgeleitet werden, dass bis etwa 60 % der normierten Traglast auf dem abfallenden Ast des Last-Verformungsverhaltens die Reduktion der Beanspruchbarkeit nahezu unabhängig von der Stahlfaserzugabe erfolgt (Bild 8-10). Bei weiterer Verformungszunahme spiegelt sich der Einfluss der Stahlfasern, wie aus den Untersuchungen in dem Kapitel 4.4 bekannt, in einer geringeren Neigung des abfallenden Astes des Last-Verformungsverhaltens wider.

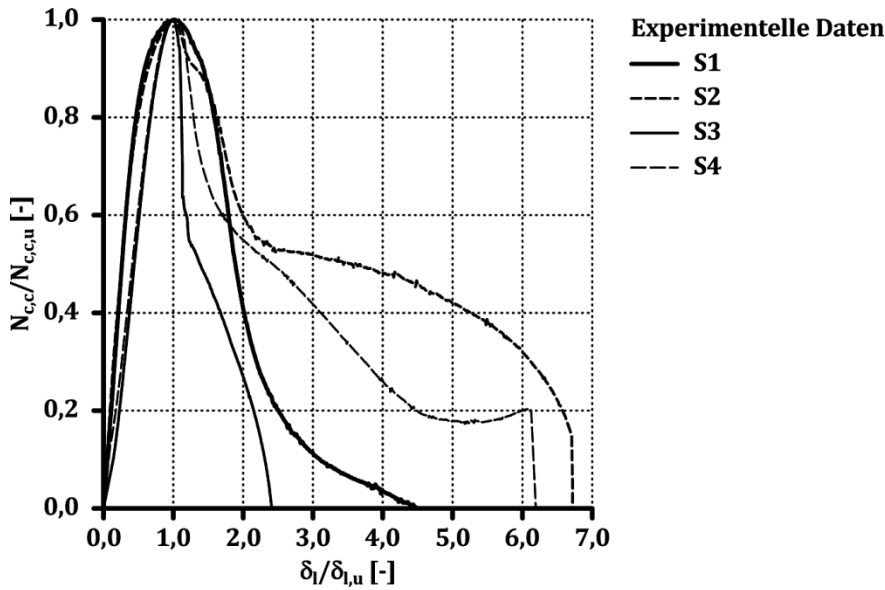


Bild 8-10: Normiertes Last-Verformungsverhalten des Traganteils des nicht umschnürten Betons der Serie S – abgeleitet aus experimentellen Daten

8.5.2 Eigener Ansatz

Das aus dem experimentell ermittelten Last-Verformungsverhalten abgeleitete Tragverhalten des nicht umschnürten Betons kann auf Basis der eigenen Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Null- bzw. Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung nur durch eine Überlagerung von zwei unabhängigen Anteilen abgebildet werden zu

$$N_{c,c} = N_{c,c,1} + N_{c,c,2}$$

$$= \left(a_c \cdot \left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_{c,1} + (1 - a_c) \cdot \left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_{c,2} \right) \cdot (A_c - k_e \cdot A_{c,enc}) \quad \text{Gl. (8-1)}$$

mit

a_c flächenmäßiger Anteil,

$\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_{c,1}$ gemäß Gl. (2-22) bis Gl. (2-24), Gl. (3-5),

$\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_{c,2}$ gemäß Gl. (2-22) bis Gl. (2-24), Gl. (3-5), Gl. (4-9) und Gl. (4-10).

Für den Traganteil $N_{c,c,1}$, der direkt nach Überschreiten der Primärtraglast nahezu vollständig entfällt (Bild 8-10), werden folgende Annahmen getroffen:

- Die Spannungs-Stauchungsbeziehung kann unter Ansatz einer Körperschlankheit von $\lambda_1 = 2,5$ abgebildet und
- der Einfluss der Stahlfasern kann vernachlässigt werden, d. h. $F_0 = 0$.

Zur optimalen Abbildung des experimentell ermittelten Last-Verformungsverhaltens ist sowohl eine Anpassung des flächenmäßigen Anteils als auch der Körperschlankheit des Traganteils $N_{c,c,2}$ erforderlich (Bild 8-11, Bild 8-12, Tabelle 8-8). Dies resultiert aus der Festlegung, dass das Separationsverhalten des Traganteils $N_{c,c,1}$ mit einer Körperschlankheit von $\lambda_1 = 2,5$ beschrieben wird.

Der Querschnittsanteil a_c des Traganteils $N_{c,c,1}$ reduziert sich infolge der Stahlfasern (Tabelle 8-8). Die ermittelten Querschnittsanteile entsprechen einem äußeren Kreisringquerschnitt mit einer Wandstärke von etwa 0,8 bis 1,6 cm. Die Reduktion der Körperschlankheit auf minimal $\lambda_2 = 1,4$ spiegelt für den Null- bzw. Stahlfaserbeton eine höhere Beanspruchbarkeit nach Überschreiten der Bruchstauchung unter einaxialer Druckbeanspruchung wider, welche in Kapitel 7.6.1 ebenfalls aufgrund der Versuchsbeobachtungen berücksichtigt wird.

Bei den Versuchskörpern S1 und S3 aus Nullbeton kann durch die Optimierung der Modellparameter die Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens direkt nach Überschreiten der Primärtraglast verbessert werden (Bild 8-11). Der Traganteil des nicht umschnürten Betons ergibt sich bei Erreichen der Sekundärtraglast näherungsweise zu Null. Bei Verwendung von Nullbeton wird in der vorliegenden Arbeit der Traganteil $N_{c,c,2}$ im Weiteren vernachlässigt.

Aufgrund der geringen experimentellen Datenbasis wird vorgeschlagen, den Einfluss der Stahlfasern konservativ bei 50 % des nicht umschnürten Betonquerschnitts zu berücksichtigen und die Spannungs-Stauchungsbeziehung des Traganteils $N_{c,c,2}$ mit einer Körperschlankheit von $\lambda_2 = 1,5$ abzubilden.

Der Traganteil des nicht umschnürten Betons ergibt sich somit zu

$$N_{c,c} = \left(a_c \cdot \left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_{c,1} + (1 - a_c) \cdot \left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_{c,2} \right) \cdot (A_c - k_e \cdot A_{c,enc}) \quad \text{Gl. (8-2)}$$

mit

$$a_c = 1,0 \text{ für } F_0 \leq 1,2$$

$$a_c = 0,5 \text{ für } F_0 > 1,2$$

$$\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_{c,1} \text{ gemäß Gl. (2-22) bis Gl. (2-24), Gl. (3-5) mit } \lambda_1 = 2,5,$$

$$\left(\sigma_{c,3}(\varepsilon_{c,3}) \right)_{c,2} \text{ gemäß Gl. (2-22) bis Gl. (2-24), Gl. (4-10) mit } \lambda_2 = 1,5.$$

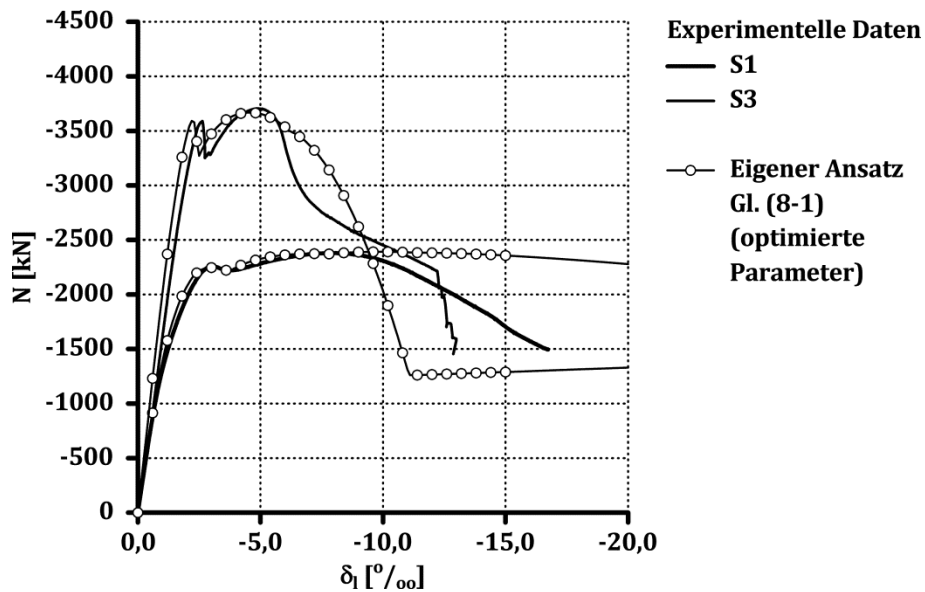


Bild 8-11: Experimentell und rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper S1 und S3 (optimierte Parameter)

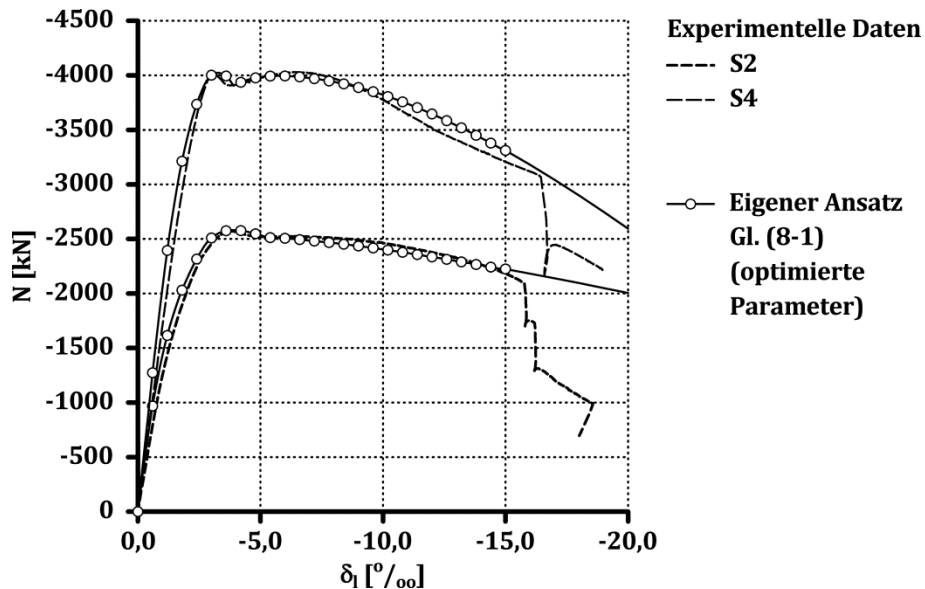


Bild 8-12: Experimentell und rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper S2 und S4 (optimierte Parameter entsprechend Tabelle 8-8)

Tabelle 8-8: Zusammenfassung der Parameteroptimierung der Serie S

Bezeichnung		S1	S2	S3	S4
a_c	[-]	0,45	0,35	0,40	0,25
λ_2	[-]	1,7	1,4	1,4	1,4

8.5.3 Vergleich experimenteller Ergebnisse mit dem eigenen Ansatz

Bei dem Versuchskörper S3 aus hochfestem Nullbeton bzw. den Versuchskörpern S2 und S4 aus normal- bzw. hochfesten Stahlfaserbeton zeigt sich die Vernachlässigung bzw. Reduktion des Traganteils $N_{c,c,2}$ gemäß Gl. (8-2) in einer etwas schlechteren Übereinstimmung zwischen dem experimentell und rechnerisch ermittelten Last-Verformungsverhalten (Bild 8-13, Bild 8-14).

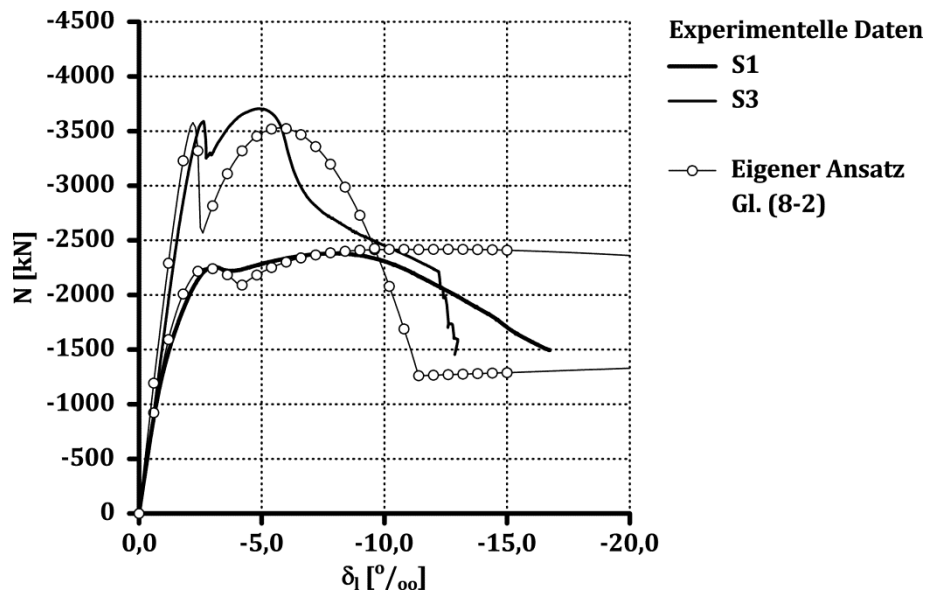


Bild 8-13: Experimentell und rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper S1 und S3 gemäß dem eigenen Ansatz

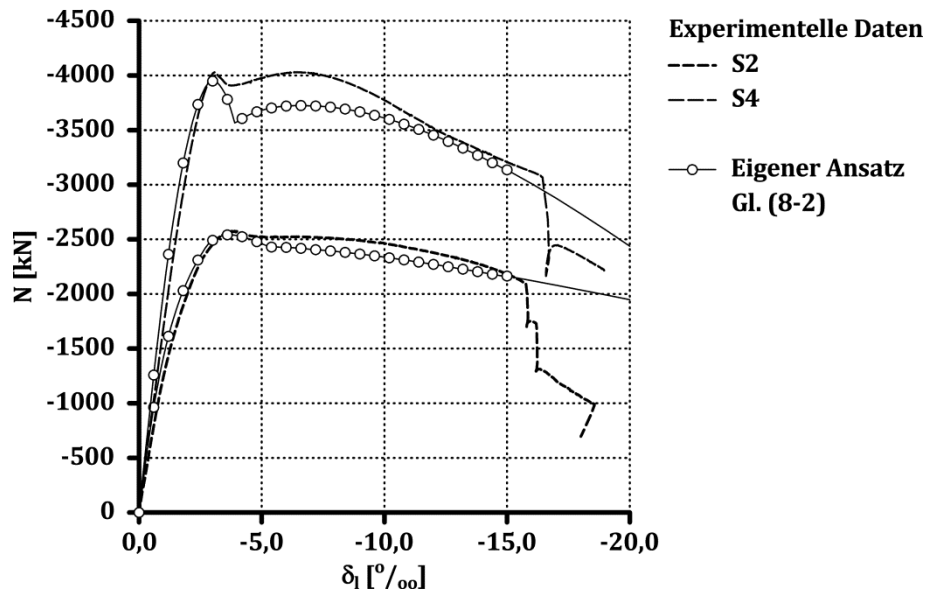


Bild 8-14: Experimentell und rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper S2 und S4 gemäß dem eigenen Ansatz

8.6 Ansätze zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens von Stahlbetondruckgliedern

Die eigenen experimentelle Ergebnisse an gedrunenen Stahlbetondruckgliedern zeigen, dass der in Kapitel 2.2.1 dargestellte Ansatz nach DHAKAL & MAEKAWA [Dha-02a], [Dha-02b] zur Ermittlung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Betonstahl unter Berücksichtigung des Knickverhaltens sowie die in Kapitel 2.2.2 getroffenen Annahmen zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen der Knicklänge und dem Querbewehrungsabstand sich zur Abbildung des Längsbewehrungstraganteils zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder eignen.

Der Längsbewehrungstraganteil kann unabhängig von der Güte des verwendeten Betonstahls ermittelt werden zu

$$N_{s,l} = \sigma_{s,c}(\varepsilon_s) \cdot A_{s,l} \quad \text{Gl. (8-3)}$$

mit

$$\sigma_{s,c}(\varepsilon_s) \quad \text{gemäß Gl. (2-10), Gl. (2-11), Gl. (2-13) bis Gl. (2-17) mit } \lambda_s = s_w/\phi_{s,l},$$

$$A_{s,l} \quad \text{Querschnittsfläche der Längsbewehrung.}$$

Abweichend von den Ansätzen in der Literatur wird in der vorliegenden Arbeit der Betontraganteil beschrieben zu

$$N_c = N_{c,c} + N_{c,cc} \quad \text{Gl. (8-4)}$$

mit

$$N_{c,c} \quad \text{Traganteil des nicht umschnürten Betons,}$$

$$N_{c,cc} \quad \text{Traganteil des umschnürten Betons.}$$

Der Traganteil des umschnürten Betons kann unabhängig von dem Stahlfasereinsatz abgebildet werden zu

$$N_{c,cc} = \left(\frac{k_{cc} \cdot \eta_{cc} - \eta_{cc}^2}{1 + (k_{cc} - 2) \cdot \eta_{cc}} \right) \cdot f_{c,u} \cdot \left(1 + 3,8 \cdot (\sigma_{c,lat}^N)^{0,85} \right) \cdot k_e \cdot A_{c,enc} \quad \text{Gl. (8-5)}$$

mit

$$k_{cc} \quad \text{gemäß Gl. (5-7) mit } \varepsilon_{cc,u} \text{ gemäß Gl. (5-5),}$$

$$\eta_{cc} \quad \text{gemäß Gl. (5-8),}$$

$$\sigma_{c,lat}^N \quad \text{gemäß Gl. (2-59) mit } \sigma_{c,lat} \text{ gemäß Gl. (2-67) und } \varepsilon_{s,w} \text{ gemäß Gl. (7-18),}$$

$$k_e \quad \text{gemäß Gl. (7-21),}$$

$$A_{c,enc} = b_c^2 \cdot \pi/4 - A_{s,l} \text{ mit } b_c \text{ gemäß Gl. (7-1).}$$

Die Ermittlung der Dehnung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des umschnürten Betons kann mit dem in Kapitel 2.3.5 dargestellten iterativen Verfahren erfolgen. Ein Einfluss der Stahlfasern auf den Traganteil des umschnürten Betons liegt indirekt infolge des Querverformungsverhaltens von Stahlfaserbeton vor. Bei der Ermittlung der Dehnung der Querbewehrung entsprechend Gl. (7-18) ist der gegenüber Nullbeton veränderte Bruchquerverformungskoeffizient von Stahlfaserbeton entsprechend Kapitel 4.5 zu berücksichtigen.

Durch den Einsatz von Stahlfasern wird die in Bild 2-1 dargestellte Verteilung des Betontraganteils modifiziert. Aufgrund der höheren Beanspruchbarkeit von Stahlfaserbeton nach Überschreiten der Bruchstauchung unter einaxialer Druckbeanspruchung ergibt sich der Traganteil des nicht umschnürten Betons bei Erreichen der Traglast des umschnürten Betons nicht zu Null. Im Vergleich zu den Ansätzen in der Literatur wird in der vorliegenden Arbeit die Stahlfaserzugabe bei der Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens von Stahlbetondruckgliedern über den in Kapitel 3.3 erarbeiteten eigenen Ansatz zur Ermittlung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton erfasst. Der Traganteil des nicht umschnürten Betons ergibt sich zu

$$N_{c,c} = N_{c,c,1} + N_{c,c,2} \quad \text{Gl. (8-6)}$$

mit

$$N_{c,c,1} = \left(\frac{k_c \cdot \eta_c + (D_1 - 1) \cdot \eta_c^2}{1 + (k_c - 2) \cdot \eta_c + D_1 \cdot \eta_c^2} \right) \cdot f_{c,u} \cdot a_c \cdot (A_c - k_e \cdot A_{c,enc}),$$

$$N_{c,c,2} = \left(\frac{k_c \cdot \eta_c + (D_2 - 1) \cdot \eta_c^2}{1 + (k_c - 2) \cdot \eta_c + D_2 \cdot \eta_c^2} \right) \cdot f_{c,u} \cdot (1 - a_c) \cdot (A_c - k_e \cdot A_{c,enc}),$$

$$k_c \quad \text{gemäß Gl. (2-23) mit } \varepsilon_{c,u}^f \text{ gemäß Gl. (4-5) für } F_0 \geq 1,2,$$

$$\eta_c \quad \text{gemäß Gl. (2-24),}$$

$$D_1 \quad \text{gemäß Gl. (3-5) mit } \lambda = 2,5,$$

$$D_2 \quad \text{gemäß Gl. (4-10) mit } \lambda = 1,5,$$

$$a_c = 1,0 \text{ für } F_0 \leq 1,2,$$

$$a_c = 0,5 \text{ für } F_0 > 1,2,$$

$$A_c = \phi^2 \cdot \pi/4 - A_{s,l}.$$

Neben der Beschreibung des in der vorliegenden Arbeit angestrebten Last-Verformungsverhaltens mit Versagensvorankündigung können die dargestellten rechnerischen Ansätze verwendet werden, um den Einfluss der konstruktiven Durchbildung auf das

Nachbruchverhalten von Stahlbetondruckgliedern abzuschätzen. Die Beurteilung des Einflusses der konstruktiven Durchbildung auf die Resttragfähigkeit im Nachbruchbereich kann mit der von STEVEN [Ste-14] definierten Stauchungsduktilität μ_{50} erfolgen (Bild 8-15). Die Stauchungsduktilität μ_{50} ergibt sich aus dem Quotient der Verformung δ_{50} bei einer Resttragfähigkeit von 50 % der Primärtraglast und der zugehörigen Längsverformung $\delta_{u,I}$ bei Erreichen Primärtraglast (Gl. (8-7)).

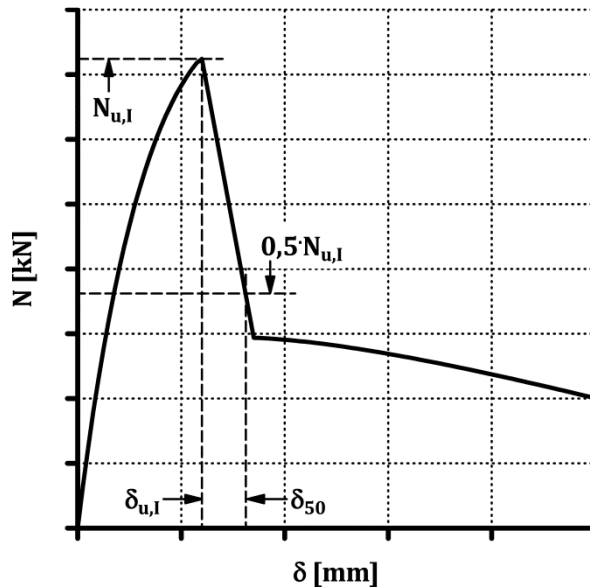


Bild 8-15: Definition der Stauchungsduktilität μ_{50} [Ste-14]

$$\mu_{50} = \frac{\delta_{50}}{\delta_{u,I}} \quad \text{Gl. (8-7)}$$

Das Vorgehen zur Bestimmung der erforderlichen konstruktiven Durchbildung zur Sicherstellung eines Last-Verformungsverhaltens mit Versagensvorankündigung bzw. einer angestrebten Resttragfähigkeit von Stahlbetondruckgliedern ist in Bild 8-16 zusammengefasst.

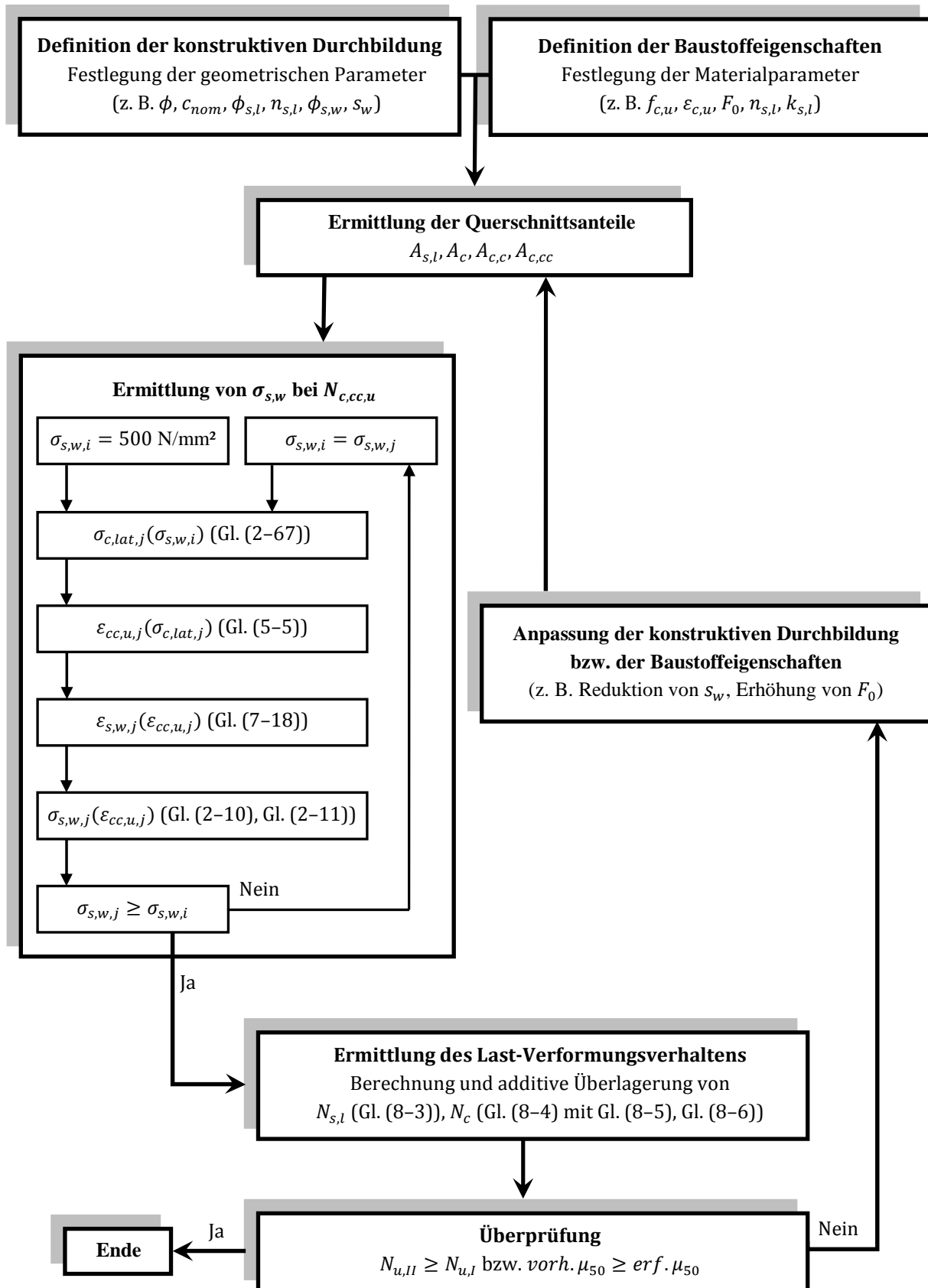


Bild 8-16: Ablaufdiagramm zur Ermittlung des Last-Verformungsverhaltens von Stahlbetondruckgliedern

9 Vergleich der untersuchten konstruktiven Maßnahmen

Die in der vorliegenden Arbeit untersuchten konstruktiven Maßnahmen zur Sicherstellung eines Last-Verformungsverhaltens von Stahlbetondruckgliedern mit Versagsvorankündigung werden in Bezug auf die Effektivität vergleichend analysiert.

Für jeweils ein Stahlbetondruckglied aus normal- bzw. hochfestem Beton (SV1 bzw. SV2) wird zunächst das Last-Verformungsverhalten für die gewählte in Tabelle 9-1 zusammengefasste konstruktive Durchbildung entsprechend der in Kapitel 8.6 dargestellten Ansätze sowie dem in Bild 8-16 enthaltenen Vorgehen bestimmt (Bild 9-1, Bild 9-2).

Tabelle 9-1: Konstruktive Durchbildung zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder unter Variation der Betondruckfestigkeit

Bezeichnung	BDF	F_0	$k_{s,l}^{*1)}$	$n_{s,l} \phi_{s,l}$	$k_{s,w}^{*2)}$	$\phi_{s,w}/s_w$
	[-]	[-]	[-]	[Anz. mm]	[-]	[mm/cm]
SV1	NFB (B1)	0	1,13	6 $\phi 20$	1,08	8/7,5
SV2	HFB (B2)	0	1,13	6 $\phi 20$	1,08	8/7,5

¹⁾ Spannungs-Stauchungsbeziehung entsprechend Anhang A; ²⁾ Spannungs-Dehnungsbeziehung entsprechend Anhang A

Detaillierte Angaben zur rechnerischen Ermittlung des resultierenden Last-Verformungsverhaltens der Stahlbetondruckglieder sind im Anhang R enthalten.

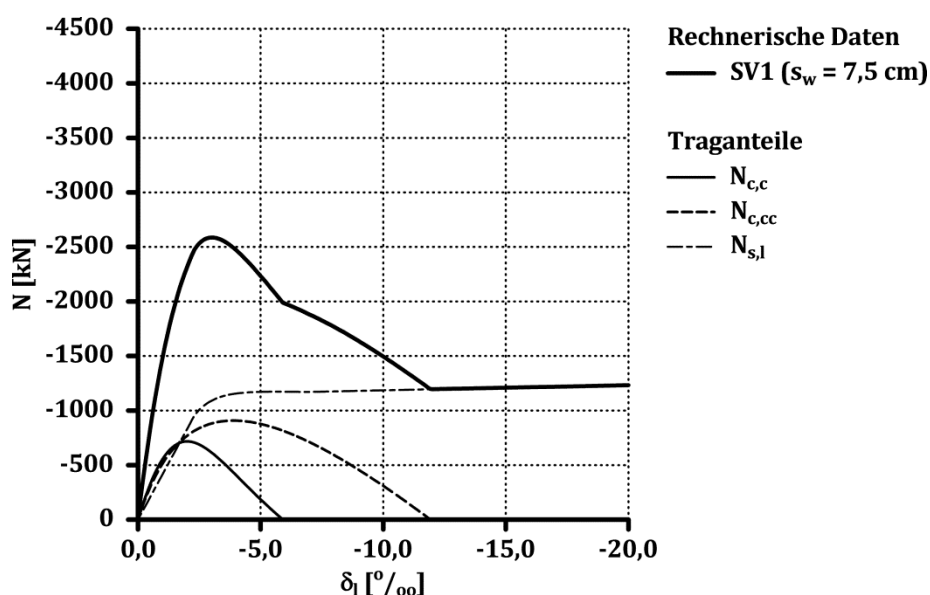


Bild 9-1: Rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten des zentrisch beanspruchten Stahlbetondruckgliedes SV1 mit $s_w = 7,5 \text{ cm}$

9 Vergleich der untersuchten konstruktiven Maßnahmen

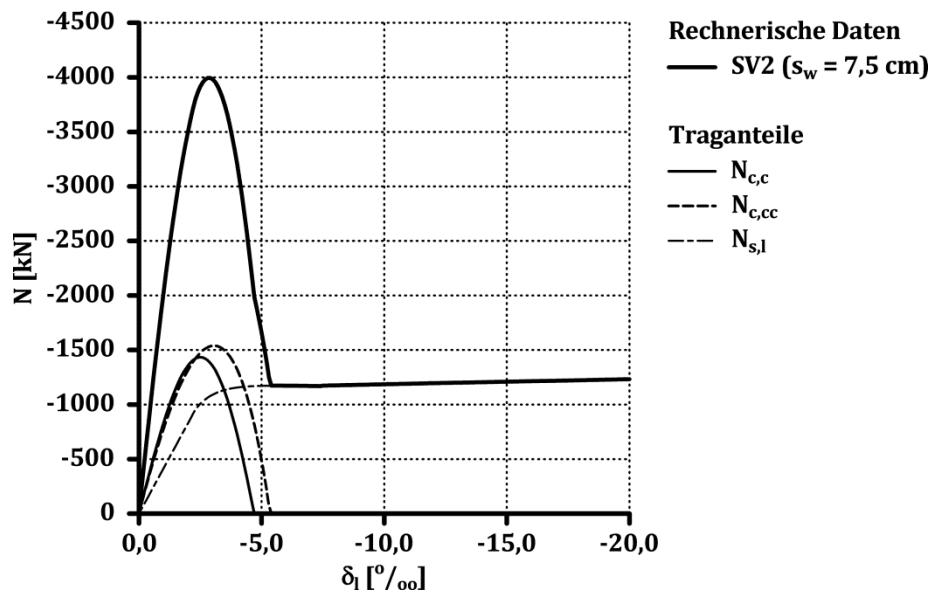


Bild 9-2: Rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten des zentrisch beanspruchten Stahlbetondruckgliedes SV2 mit $s_w = 7,5 \text{ cm}$

Bei der gewählten konstruktiven Durchbildung entsprechend Tabelle 9-1 kann für die Stahlbetondruckglieder SV1 und SV2 ein Versagen mit Vorankündigung nicht erzielt werden. Die Stauchungsduktilität gemäß Gl. (8-7) ergibt sich für das Stahlbetondruckglied SV1 zu etwa $\mu_{50} = 3,8$ und für SV2 zu etwa $\mu_{50} = 1,6$. Um das in der vorliegenden Arbeit angestrebte Versagen mit Vorankündigung zu erzielen, ist die konstruktive Durchbildung der Stahlbetondruckglieder anzupassen. In dem Beispiel wird der Querbewehrungsabstand iterativ reduziert (Anhang R). Für das Stahlbetondruckglied SV1 ergibt sich bei einem Querbewehrungsabstand von $s_w \leq 3,9 \text{ cm}$ bzw. für SV2 bei $s_w \leq 2,2 \text{ cm}$ das angestrebte Last-Verformungsverhalten (Bild 9-3, Bild 9-4).

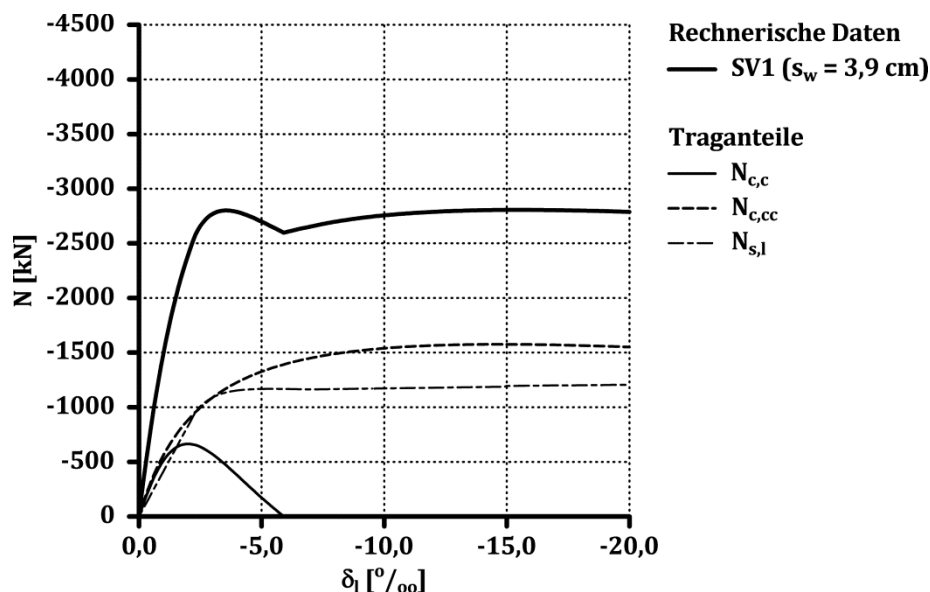


Bild 9-3: Rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten mit Versagensvorankündigung des zentrisch beanspruchten Stahlbetondruckgliedes SV1 mit $s_w = 3,9 \text{ cm}$

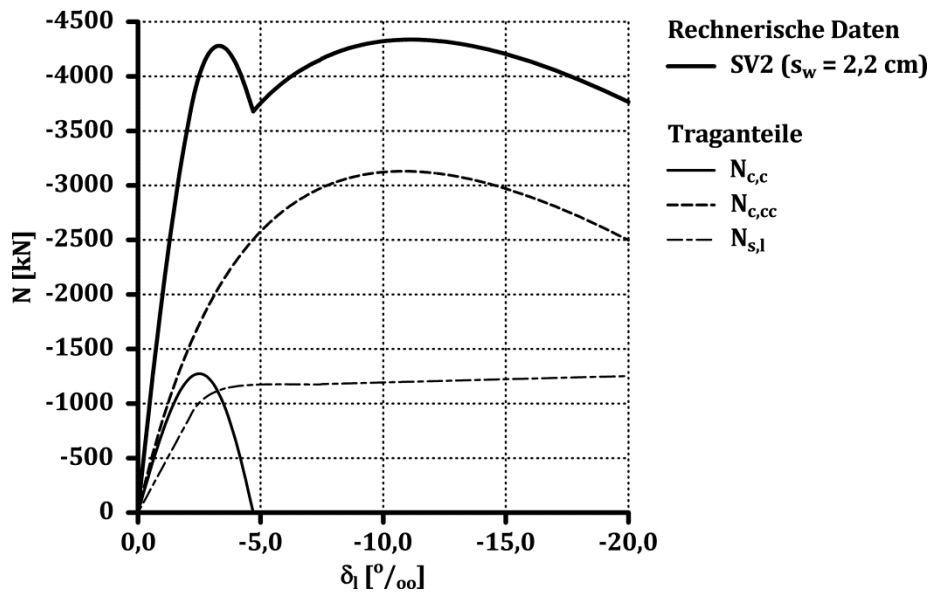


Bild 9-4: Rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten mit Versagensvorankündigung des zentrisch beanspruchten Stahlbetondruckgliedes SV2 mit $s_w = 2,2 \text{ cm}$

Auf den dargestellten Beispielen aufbauend wird ausgearbeitet, welchen Einfluss

- die Verwendung von Stahlfasern und
- der Einsatz einer hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung

auf den erforderlichen Querbewehrungsabstand zur Sicherstellung eines Versagens mit Versagensvorankündigung ausüben.

In Bild 9-5 ist in der Einfluss des Querbewehrungsdurchmessers auf den maximalen Querbewehrungsabstand für die beiden Konstruktionsbeispiele dargestellt.

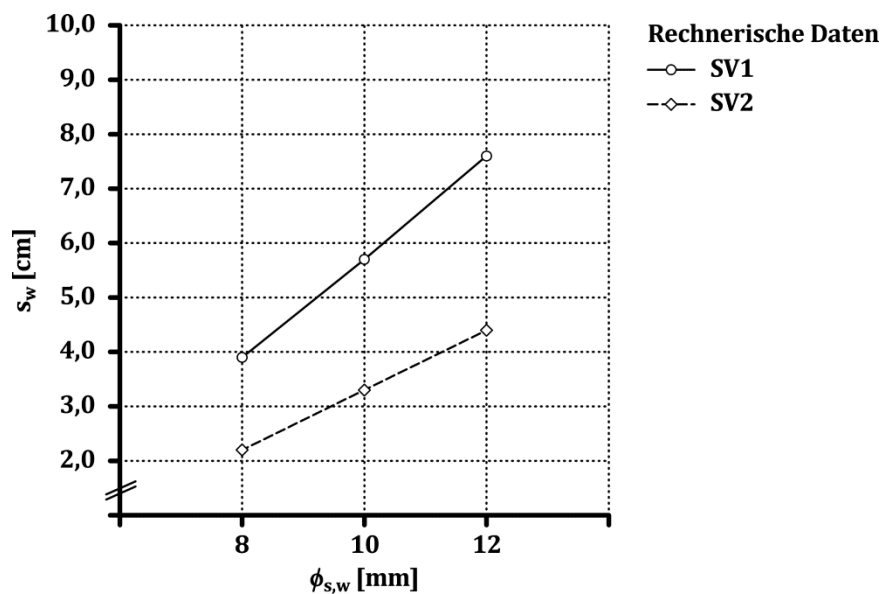


Bild 9-5: Einfluss des Querbewehrungsdurchmessers auf den maximalen Querbewehrungsabstand zur Sicherstellung eines Versagens mit Vorankündigung zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder

9 Vergleich der untersuchten konstruktiven Maßnahmen

Der Zusammenhang zwischen dem Durchmesser und dem Abstand der Querbewehrung ist linear. Bei Verwendung eines Querbewehrungsdurchmessers von $\phi_{s,w} = 12$ mm ergibt sich für den normal- bzw. hochfesten Beton rechnerisch ein maximaler Querbewehrungsabstand von etwa $s_w = 7,5$ bzw. $4,5$ cm.

Die im Weiteren analysierten Kombinationen konstruktiver Maßnahmen und deren Bezeichnung sind in Tabelle 9-2 zusammengefasst.

Tabelle 9-2: Untersuchte Kombinationen konstruktiver Maßnahmen zur Sicherstellung eines Versagens im Vorankündigung zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder

Bezeichnung	BDF	F_0	$\nu_{c,u}$	$k_{s,l}^{* \ 1)}$
	[-]	[-]	[-]	[-]
SV3	NFB (B1)	1,5	0,35	1,13
SV4	HFB (B2)	1,5	0,35	1,13
SV5	NFB (B1)	0	0,30	1,18
SV6	HFB (B2)	0	0,40	1,18

¹⁾ Spannungs-Stauchungsbeziehung entsprechend Anhang A

Die Stahlfaserzugabe wird bei der Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens zum einen im Traganteil des nicht umschnürten Betons entsprechend Gl. (8-2) über den Parameter F_0 und zum anderen durch den gegenüber Nullbeton veränderten Bruchquerverformungskoeffizienten $\nu_{c,u}$ in Gl. (7-18) bei der Ermittlung der Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des umschnürten Betons berücksichtigt.

Die Anzahl der Längsbewehrungsstäbe sowie die Spannungs-Dehnungsbeziehung der Querbewehrung werden nicht variiert. Bei Einsatz der hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung (SV5 und SV6) wird der Durchmesser der Längsbewehrung reduziert, so dass bei Erreichen der Primärtraglast in etwa der gleiche Längsbewehrungstraganteil im Vergleich zum Einsatz normalfester Längsbewehrung (SV1 bis SV4) vorliegt. Der Einfluss auf den erforderlichen Querbewehrungsabstand resultiert somit im Wesentlichen aus dem Verfestigungsverhalten der hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung nach Überschreiten der Quetschgrenze entsprechend Bild 2-8.

Sowohl bei dem normal- als auch hochfesten Nullbeton reduziert sich der erforderliche maximale Querbewehrungsabstand durch die Stahlfaserzugabe (Bild 9-6). Aus der in Bild 9-7 enthaltenen normierten Darstellung wird deutlich, dass der Einfluss der Stahlfasern mit zunehmendem Querbewehrungsdurchmesser abnimmt. Der Traganteil des umschnürten Betons wird mit zunehmendem Querbewehrungsdurchmesser bei höheren Betonstauchungen erzielt, woraus die reduzierte Wirkung der Stahlfasern resultiert.

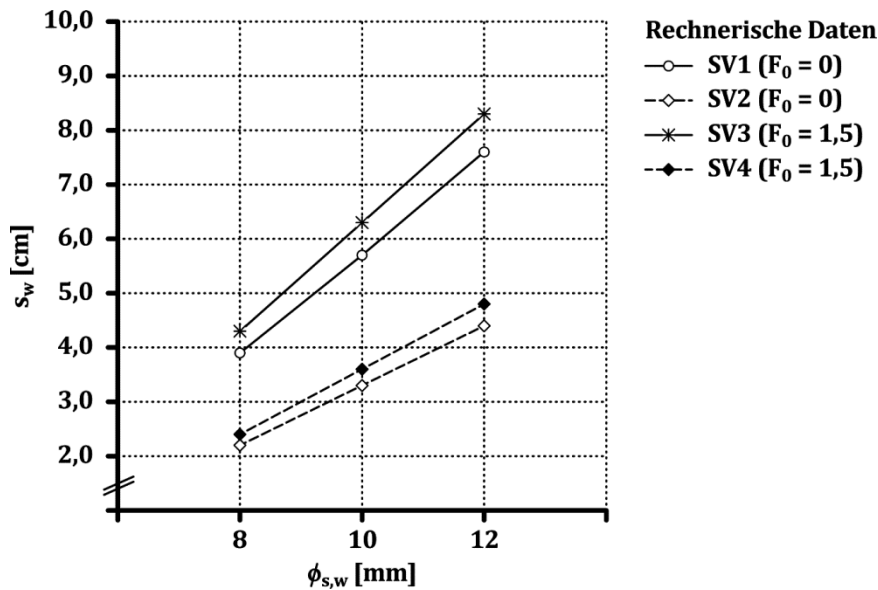


Bild 9-6: Einfluss der Stahlfasern auf den maximalen Querbewehrungsabstand zur Sicherstellung eines Versagens mit Vorankündigung zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder

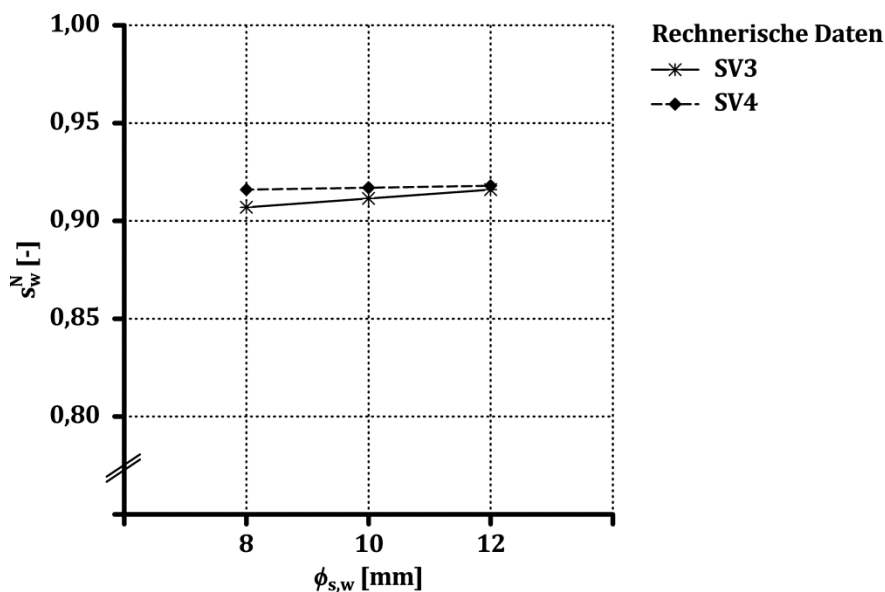


Bild 9-7: Normierte Darstellung des Einflusses der Stahlfasern auf den maximalen Querbewehrungsabstand zur Sicherstellung eines Versagens mit Vorankündigung zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder

Die Verwendung einer hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung reduziert den maximalen Querbewehrungsabstand bei normal- und hochfestem Beton gegenüber dem Einsatz von Stahlfasern in größerem Maße (Bild 9-8). Bei dem normalfesten Beton ist der Einfluss der hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung auf den maximalen Querbewehrungsabstand ausgeprägter als bei dem hochfesten Beton, da sich durch den Einsatz der hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung der Traganteil der Längsbewehrung an der Sekundärtraglast bei normalfestem Beton im Vergleich zum hochfestem Beton verhältnismäßig stärker erhöht (Bild 9-9).

9 Vergleich der untersuchten konstruktiven Maßnahmen

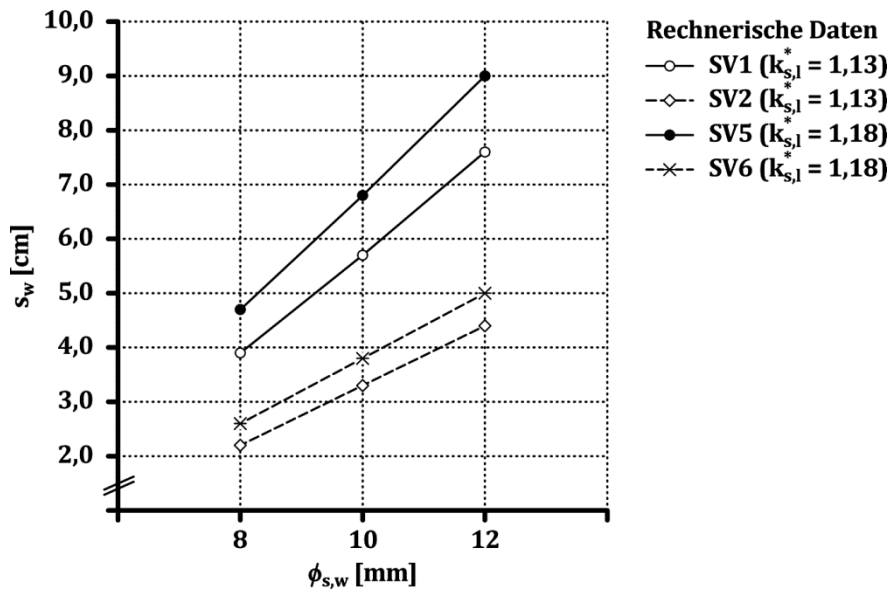


Bild 9-8: Einfluss einer hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung auf den maximalen Querbewehrungsabstand zur Sicherstellung eines Versagens mit Vorankündigung zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder

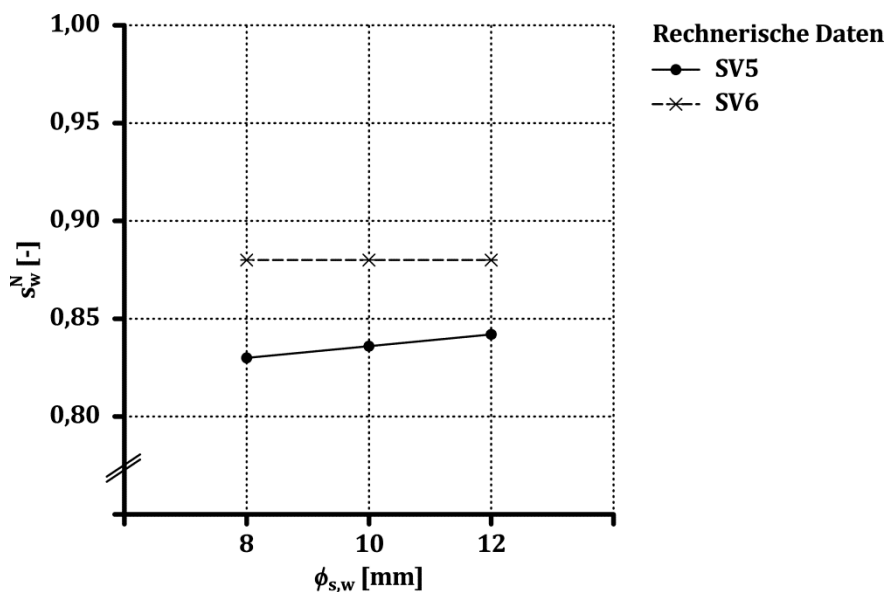


Bild 9-9: Normierte Darstellung des Einflusses einer hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung auf den maximalen Querbewehrungsabstand zur Sicherstellung eines Versagens mit Vorankündigung zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder

Zur Sicherstellung des in der vorliegenden Arbeit angestrebten Bauteilverhaltens ist die Ausführung von Querbewehrungsgraden oberhalb der Mindestanforderungen nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] unerlässlich. Die Verwendung einer hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung ist im Vergleich zum Einsatz von Stahlfasern die effizientere Maßnahme, den erforderlichen Querbewehrungsabstand auf ein baupraktisches Maß zu vergrößern. Es ist anzumerken, dass die geringere Effektivität des Stahlfasereinsatzes auch durch den eigenen, konservativ definierten Ansatz zur Beschreibung des Traganteils des nicht umschnürten Betons entsprechend Gl. (8-2) begründet ist.

10 Zusammenfassung und Ausblick

Durch die derzeitige normativ geregelte Mindestbewehrung von Stahlbetondruckgliedern nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] wird ein Versagen mit Vorankündigung nicht erzielt [Kem-01]. Die Ankündigung des Bauteilversagens stellt eine Maßnahme zur Begrenzung des Schadensausmaßes bei einem möglichen Tragwerksversagen dar und ist ein Bestandteil des derzeit gültigen Sicherheitskonzepts bei der Planung von Tragwerken [Grü-04].

In der vorliegenden Arbeit wurden konstruktive Maßnahmen untersucht, die ein Last-Verformungsverhalten von Stahlbetondruckgliedern mit Versagensvorankündigung bzw. einer definierten Resttragfähigkeit unter zentrischer Normalkraftbeanspruchung ermöglichen.

Das Last-Verformungsverhalten von Stahlbetondruckgliedern setzt sich additiv aus einem Traganteil des nicht umschnürten und des umschnürten Betons sowie der Längsbewehrung zusammen. Als Kriterium der Versagensvorankündigung wurde definiert, dass nach Erreichen der Primärtraglast, aus der das Ablösen des nicht umschnürten Betons folgt und somit einer wahrnehmbare Schädigung des Bauteils darstellt, eine Sekundärtraglast erzielt wird, die mindestens der Primärtraglast entspricht. Um das Last-Verformungsverhalten zu beschreiben, wurden Ansätze zur Abbildung der genannten Traganteile in Kapitel 2 zusammengefasst und die sich aus dem derzeitigen Kenntnisstand zur Abbildung der Betontraganteile ergebenden Fragestellungen dargestellt.

Zur Beschreibung des Traganteils des nicht umschnürten Betons wurde in Kapitel 3 die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung experimentell untersucht. Das Ablösen des nicht umschnürten vom umschnürten Beton kann in dem eigenen Ansatz über die Spannungs-Stauchungsbeziehung eines schlanken Betonkörpers erfasst werden. Die mit der innerhalb der vorliegenden Arbeit verwendeten Prüf- und Auswertungsmethodik experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen von Beton zeigten eine Übereinstimmung mit dem Ansatz nach SARGIN [Sar-71] und dem CDZ-Modell nach MARKESET [Mar-93], welches den Einfluss der Körperschlankheit auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung erfasst. Aufgrund der Vielzahl von Modellparametern des CDZ-Modells wurde auf der Formulierung von SARGIN [Sar-71] basierend ein eigener Ansatz entwickelt, der den Einfluss der Körperschlankheit auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton berücksichtigt.

Um den Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Querverformung von Beton zu beschreiben, wurde in Kapitel 3 das Querverformungsverhalten experimentell analysiert und mit dem Ansatz nach PANTAZOPOULOU & MILLES [Pan-

95] abgebildet. Der in den experimentellen Untersuchungen festgestellt Übergang des Querverformungskoeffizienten in einen nahezu linearen Verlauf bei Betonstauchungen geringfügig unterhalb der Bruchstauchung unter einaxialer Druckbeanspruchung wurde als Bruchquerverformungskoeffizient definiert.

Durch die Zugabe von Stahlfasern kann die Beanspruchbarkeit von Beton nach Überschreiten der einaxialen Druckfestigkeit gesteigert werden [Fan-85]. Um den Einfluss der Stahlfasern auf den Traganteil des nicht umschnürten Betons zu erfassen und zur Erzielung der Sekundärtraglast zu nutzen, wurde in Kapitel 4 die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung experimentell ermittelt und mit Ansätzen aus der Literatur verglichen. Aufgrund der teilweise ungenauen Abbildung der experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton durch die Ansätze aus der Literatur wurde auf der in Kapitel 3 erweiterten Formulierung von SARGIN [Sar-71] aufbauend ein eigener Ansatz erarbeitet, der den Einfluss der Stahlfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton über das gegenüber Nullbeton veränderte Zugtragverhalten von Stahlfaserbeton beschreibt.

Zur Erfassung der Stahlfasertragwirkung auf den Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Querverformung des Betons wurde das Querverformungsverhalten von Stahlfaserbeton analog zu Nullbeton experimentell ermittelt und vergleichend abgebildet. Für normalfesten Beton konnte bei Stahlfaserzugabe eine Erhöhung und bei hochfestem Beton eine Reduktion des definierten Bruchquerverformungskoeffizienten festgestellt werden.

Die aus der Anordnung einer Querbewehrung resultierende Querdruckbeanspruchung führt zu einer höheren Beanspruchbarkeit und Verformungsfähigkeit von Beton. Um die Umschnürungswirkung der Querbewehrung zu beschreiben, wurde in Kapitel 5 das Verhalten von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung analysiert. Die Auswertung der erstellten Versuchsdatenbank zeigte, dass die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton mit dem Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-88a] am ehesten beschrieben werden kann. Um den Einfluss der Stahlfasern auf die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton beurteilen zu können, wurde ein eigener Ansatz formuliert. Der Vergleich experimenteller Ergebnisse und der Ansätzen aus der Literatur zur Beschreibung der mehraxialen Bruchstauchung von Beton zeigte keine ausreichende Konformität, so dass ein eigener Ansatz erarbeitet wurde. Zur Beschreibung des Traganteils des umschnürten Betons wurde die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung durch den Ansatz nach DIN EN 1992-1-1 [EC2] abgebildet.

In Kapitel 6 erfolgte die Analyse des Verhaltens von Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung auf Basis einer erstellten experimentellen Datenbank. Einen Einfluss der Stahlfasern auf das Verhalten von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung konnte nicht eindeutig festgestellt werden.

In Kapitel 7 wurde auf Grundlage eigener experimenteller Ergebnisse an Versuchskörpern mit außenliegenden Ringbügeln ohne Betondeckung und ohne Längsbewehrung ein Zusammenhang zwischen dem in den Kapiteln 3 und 4 ermittelten Querverformungsverhalten von Null- bzw. Stahlfaserbeton und der Dehnung der Querbewehrung erarbeitet. Der festgestellte Unterschied in dem definierten Bruchquerverformungskoeffizient von Stahlfaserbeton im Vergleich zu Nullbeton deckte sich mit der veränderten Aktivierung der Umschnürungswirkung der Querbewehrung bei Einsatz von Stahlfasern.

Des Weiteren konnte in Kapitel 7 auf Basis der eigenen experimentellen Ergebnisse dargestellt werden, dass der Ansatz aus der Literatur zur Beschreibung der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons zu Unterschieden im dem Umschnürungsfaktor von Null- bzw. Stahlfaserbeton führt. Bei Anwendung des eigenen Ansatzes zur Beschreibung der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons konnte ein Einfluss der Stahlfasern auf den Umschnürungsfaktor nicht festgestellt werden. Der Unterschied in dem Umschnürungsfaktor von Null- bzw. Stahlfaserbeton konnte durch den in Kapitel 4 entwickelten Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung aufgehoben werden.

Der in Kapitel 7 erarbeitete eigene Ansatz zur Beschreibung des Umschnürungsfaktors wurde aus eigenen nichtlinearen numerischen Berechnungen abgeleitet. Der aus etwa 100 experimentellen Ergebnissen zur Umschnürungswirkung der Querbewehrung aus der Literatur ausgewertete Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand wies eine hinreichende Konformität mit dem eigenen Ansatz zur Beschreibung des Umschnürungsfaktors auf.

In Kapitel 8 erfolgte die Überprüfung der erarbeiteten Ansätze zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens von Stahlbetondruckgliedern unter zentrischer Normalkraftbeanspruchung. Die experimentell ermittelte Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des umschnürten Betons sowie das Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper aus Nullbeton konnte auf Basis der eigenen Ansätze bis zum Erreichen der Sekundärtraglast vorausbestimmt werden. Um eine Übereinstimmung zwischen dem rechnerisch und experimentell ermittelten Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper aus Stahlfaserbeton zu erzielen, wurde der eigene Ansatz zur Beschreibung des nicht umschnürten Betons modifiziert. Es konnte dargestellt werden, dass bei Stahlfaserbeton der Traganteil des nicht umschnürten Betons bei Erreichen der Traglast des umschnürten Betons nicht wie bei Nullbeton vollständig eliminiert ist.

Ohne die in den Kapiteln 3 bis 7 durchgeführte separate Untersuchung der Betontraganteile wäre eine realitätsnahe Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder erschwert worden. Bei fehlender Kenntnis des

Einflusses der Stahlfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung und des Verhaltens von Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung wäre das Tragverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder bei Stahlfaserzugabe fehlinterpretiert worden.

In Kapitel 9 wurden abschließend die innerhalb der vorliegenden Arbeit untersuchten konstruktiven Maßnahmen zur Sicherstellung eines Versagens von Stahlbetondruckgliedern mit Vorankündigung vergleichend in Bezug auf die Effektivität analysiert. Durch den Einsatz einer hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung lässt sich der erforderliche Querbewehrungsabstand zur Sicherstellung eines Versagens mit Vorankündigung in stärkerem Maße erhöhen im Vergleich zum Einsatz von Stahlfasern.

Die Auswirkung der Stahlfaserorientierung auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung und das Querverformungsverhalten von Stahlfaserbeton sollte durch weitere experimentelle Untersuchungen analysiert werden.

Die eigenen Ansätze zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Querverformung des Betons sowie des Umschnürungsfaktors sollte für die in der Praxis üblicheren quadratischen bzw. rechteckigen Biegeformen der Querbewehrung, einer exzentrisch wirkenden Normalkraftbeanspruchung sowie einer Dauerbeanspruchung erweitert werden.

Literaturverzeichnis

- [ACI-06] American Concrete Institute: International Symposium of Confined Concrete. SP-238. 2006.
- [Ahm-82] Ahmad, S. H.; Shah, S. P.: Stress-strain curves of concrete confined by spiral reinforcement. ACI Journal. S. 484 – 490. 1982.
- [Alb-78] Albrecht, M.: Untersuchungen zum Einfluss des Bügelabstandes auf das Tragverhalten gedrungener Stahlbetondruckglieder. Dissertation. Technische Universität Dresden. 1978.
- [Alv-10] Alvaro, L. et al.: Stress-strain curves for steel fiber-reinforced concrete in compression. Revista Materia. S. 260 – 266. 2010.
- [Ans-98] Ansari, F.; Li, Q.: High strength concrete subjected to triaxial compression. ACI Materials Journal. S. 747 – 755. 1998.
- [Att-96] Attard, M. M.; Setunge, S.: Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete. ACI Materials Journal. S. 432 – 441. 1996.
- [Bab-12] Babanajad, S. K.; Farnam, Y.; Shekarchi, M.: Failure criteria and triaxial behavior of HPFRC containing high reactivity metakaolin and silica fume. Construction and Building Materials. S. 215 – 229. 2012.
- [Bad-73] Badawi, M. A. M.: Einfluss der Längs- und Querarmierung auf die Tragfähigkeit und Verformbarkeit von gedrungeenen Stahlbetonstützen. Dissertation. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich. 1973.
- [Bar-99] Barros, J. A. O.; Figueiras, J. A.: Flexural behavior of SFRC: testing and modeling. Journal of Materials in Civil Engineering. S. 331 – 339. 1999.
- [Bas-03] Basche, H. D.; Kliver, J.; Schneider, H.: Das Querdehnverhalten hochfester und ultrahochfester Betone. Beton- und Stahlbetonbau. Heft 9. S. 539 – 544. 2003.
- [Ben-08] Bencardino, F.; Rizzuti, L.; Spadea, G.; Swamy, R.: Stress-strain behavior of steel-fiber reinforced concrete in compression. Journal of Materials in Civil Engineering. S. 255 – 263. 2008.
- [Ber-05] Berry, M. P.; Eberhard, M. O.: Practical performance model for bar buckling. Journal of Structural Engineering. S. 1060 – 1070. 2005.
- [Bje-90] Bjerkeli, L.; Tomaszewicz, A.; Jensen, J. J.: Deformation properties and ductility of high-strength concrete. Beitrag Second International Symposium on High Strength Concrete. ACI SP-121. 1990.
- [Bon-59] Bonzel, J.: Zur Gestaltsabhängigkeit der Betondruckfestigkeit. Beton- und Stahlbetonbau. Heft 9. S. 223 – 248. 1959.
- [Bud-09] Budelmann, H.; Holst, A.; Wichmann, H.-J.: Magnetoelastische Spannkraftmessung in Bauwerken. Beton- und Stahlbetonbau. Heft 6. S. 330 – 339. 2009.

- [Cam-02] Campione, G.: The effects of fibers on the confinement models for concrete columns. *Canadian Journal for Civil Engineering*. S. 742 – 750. 2002.
- [Car-85] Carreira, D. J.; Chu, K. H.: Stress-strain relationship of plain concrete in compression. *ACI Journal*. S. 797 – 804. 1985.
- [CEB-90] Comité Euro-International du Béton: CEB-FIB Model Code. Design Code. 1990.
- [CEB-99] Comité Euro-International du Béton: CEB-FIB. Structural Concrete. 1999.
- [CEB-10] Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 2010. 2010.
- [Che-82] Chen, W.-F.: Plasticity in Reinforced Concrete. 1982.
- [Che-92] Chern, J.-C.; Yang, H.-J.; Chen, H.-W.: Behavior of steel fiber reinforced concrete in multiaxial loading. *ACI Materials Journal*. S. 32 – 40. 1992.
- [Che-94] Chen, W.-F.: Constitutive Equations for Engineering Materials. Vol. 2: Plasticity and Modeling. 1994.
- [Cor-68] Cordes, H.: Über die Spannungs-Dehnungslinie von Beton bei kurzzeitiger Lasteinwirkung. Dissertation. Technische Universität Hannover. 1968.
- [Cur-02] Curbach, M.; Speck, K.: Mehraxiale Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. Heft 524. 2002.
- [Cus-95] Cusson, D.; Paultre, P.: Stress-strain model for confined high-strength concrete. *Journal of Structural Engineering*. S. 468 – 477. 1995.
- [Cus-96] Cusson, D.; de Larrard, F.; Boulay, C.; Paultre, P.: Strain localization in confined high-strength concrete columns. *Journal of Structural Engineering*. S. 1055 – 1061. 1996.
- [DAf-10] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie Stahlfaserbeton. 2010.
- [Dah-92] Dahl, K. K. B.: A failure criterion for normal and high strength concrete. Dissertation. Technische Universität Dänemark. 1992.
- [Daz-00] Dazio, A.: Entwurf und Bemessung von Tragwandgebäuden unter Erdbebeneinwirkung. Institut für Baustatik und Konstruktion. Technische Hochschule. Bericht 254. 2000.
- [Des-64] Desayi, P.; Krishna, S.: Equation for the stress-strain curve of concrete. *ACI Journal*. S. 345 – 350. 1964.
- [Dha-02a] Dhakal, R. P.; Maekawa, K.: Modeling of post-yield buckling of reinforcement. *Journal of Structural Engineering*. S. 1139 – 1147. 2002.
- [Dha-02b] Dhakal, R. P.; Maekawa, K.: Path-dependent cyclic stress-strain relationship of reinforcing bar including buckling. *Engineering Structures*. Vol. 24. S. 1383 – 1396. 2002.
- [Dha-06] Dhakal, R. P.: Post-peak response analysis of SFRC columns including spalling and buckling. *Journal of Structural Engineering and Mechanics*. S. 311 – 330. 2006.
- [DIN-10] DIN EN 12390-6: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Spaltzugfestigkeit an Probekörpern. 2010.

- [Dru-52] Drucker, D.; Prager, W.: Soil mechanics and plastic analysis of limit design. Quarterly Journal of Applied Mathematics. S. 157 – 165. 1952. (zitiert nach [Che-82]).
- [EC2] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken-Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. 2011.
- [Emp-10] Empelmann, M.; Teutsch, M.; Müller, C.: Tragverhalten von Ultrahochleistungsbeton im Nachbruchbereich. beton. S. 176 – 181. 2010.
- [Eze-92] Ezeldin, A. S.; Balaguru, P. N.: Normal- and high-strength concrete under compression. Journal of Materials in Civil Engineering. S. 415 – 429. 1992.
- [Fan-85] Fanella, D. A.; Naaman, A. E.: Stress-strain properties of fiber reinforced mortar in compression. ACI Journal. S. 475 – 483. 1985.
- [Fan-11] Fantilli, A. P.; Vallini, P.; Chiaia, B.: Ductility of fiber-reinforced self-consolidating concrete under multiaxial compression. Cement and Concrete Composites. S. 520 – 527. 2011.
- [Fat-12] Fattah El, A. M. A.: Behavior of concrete columns under various confinement effects. Dissertation. Universität Kansas. 2012.
- [Fos-01] Foster, S. J.: On behavior of high-strength concrete columns: cover spalling, steel fibers and ductility. ACI Structural Journal. S. 583 – 589. 2001.
- [Grü-04] Grünberg, J.: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau, Erläuterungen zu DIN 1055 Teil 100. Deutsches Institut für Normung. 2004.
- [Hel-92] Held, M.: Ein Beitrag zur Herstellung und Bemessung von Druckgliedern aus hochfestem Normalbeton (B60 – B125). Dissertation. Technische Hochschule Darmstadt. 1992.
- [Hsu-63] Hsu, T. T. C.; Slate, F. O.; Sturman, G. M.; Winder, G.: Micro cracking of plain concrete and the shape of the stress-strain curve. ACI Journal. S. 209 – 224. 1963.
- [Hsu-94] Hsu, L. S.; Hsu, C.-T. T.: Stress-strain behavior of steel-fiber high-strength concrete under compression. ACI Journal. S. 448 – 457. 1994.
- [Hud-72] Hudson, J. A.; Crouch, S. L.; Fairhurst, C.: Soft, stiff and servo-controlled testing machines: a review with reference to rock failure. Engineering Geology. 1972.
- [Imr-96] Imran, I.; Pantazopoulou, S. J.: Experimental study of plain concrete under triaxial stress. ACI Materials Journal. S. 589 – 601. 1996.
- [Kem-01] Kempf, S.: Technische und wirtschaftliche Bewertung des Mindestbewehrungsregeln für Stahlbetonbauteile. Dissertation. Technische Universität Darmstadt. 2001.
- [Kor-82] Kordina, K.; Mester, R.: Traglast von Druckgliedern mit vereinfachter Bügelbewehrung unter Normaltemperatur und Kurzzeitbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 332. 1982.

- [Kot-78] Kotsovos, M. D.; Newman, J. B.: Generalized stress-strain relations for concrete. *Journal of Engineering Mechanics*. S. 845 – 856. 1978.
- [Kön-01] König, G.; Tue, N. V.; Zink, M.: *Hochleistungsbeton – Bemessung, Herstellung und Anwendung*, 2001.
- [Küt-99] Kützing, L.: *Tragfähigkeitsermittlung stahlfaserverstärkter Betone*. Dissertation. Universität Leipzig. 1999.
- [Leg-03] Légeron, F.; Paultre, P.: Uniaxial confinement model for normal- and high-strength concrete columns. *Journal of Structural Engineering*. S. 241 – 252. 2003.
- [Li-03] Li, J.; Hadi, M. N. S.: Behaviour of externally confined high-strength concrete columns under eccentric loading. *Composite Structures*. S. 145 – 153. 2003.
- [Lin-78] Linse, D.: *Lösung versuchstechnischer Fragen bei der Ermittlung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Beton unter dreiaxialer Belastung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 292. 1978.
- [Lin-96] Lin, Y.-Z.: *Tragverhalten von Stahlfaserbeton*. Dissertation. Universität Karlsruhe. 1996.
- [Lu-05] Lu, X.: *Uniaxial and triaxial behavior of high strength concrete with and without fibers*. Dissertation. New Jersey Institute of Technology. 2005.
- [Lu-06] Lu, X.; Hsu, C.-T. T.: Behavior of high strength concrete with and without steel fiber reinforcement in triaxial compression. *Cement and Concrete Research*. S. 1679 – 1685. 2006.
- [Man-83] Mander, J. B.: *Seismic design of bridge piers*. Dissertation. Universität Canterbury. 1983.
- [Man-88a] Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; Park, R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*. S. 1804 – 1826. 1988.
- [Man-88b] Mander J. B.; Priestley, M. J. N.; Park, R.: Observed stress-strain behavior of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*. S. 1827 – 1849. 1988.
- [Man-84] Mangat, P. S.; Azari, M. M.: Influence of steel fibre reinforcement on the fracture behavior of concrete in compression. *Journal of Cement Composites*. S. 219 – 232. 1984.
- [Man-99] Mansur, M. A.; Chin, M. S.; Wee, T. H.: Stress-strain relationship of high strength fiber concrete in compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*. S. 21 – 29. 1999.
- [Mar-80] Marti, P.: *Zur plastischen Berechnung von Stahlbeton*. Dissertation. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich. 1980.
- [Mar-82] Martinez, S.; Nilson, A. H.; Slate, F. O.: *Spirally-reinforced high strength concrete columns*. Research Report No. 82-10. Department of Structural Engineering. Cornell University. 1982.

- [Mar-84] Martinez, S.; Nilson, A. H.; Slate, F. O.: Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns. ACI Journal. S. 431 – 442. 1984.
- [Mar-93] Markeset, G.: Failure of concrete under compressive strain gradients. Dissertation. Universität Trondheim. 1993.
- [Men-77] Menne, B.: Zur Traglast der ausmittig gedrückten Stahlbetonstütze mit Umschnürungsbewehrung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 285. 1977.
- [Mey-98] Meyer, J.: Ein Beitrag zur Untersuchung der Verformungsfähigkeit von Bauteilen aus Beton unter Biegedruckbeanspruchung. Dissertation. Universität Leipzig. 1998.
- [Mie-86] Mier, van J. G. M.: Multiaxial strain-softening of concrete – Part I: Fracture. Materials and Structures. S. 179 – 190. 1986.
- [Moh-82] Mohr, O.: Über die Darstellung des Spannungszustandes und des Deformationszustandes eines Körperelementes und über die Anwendung derselben in der Festigkeitslehre. Civilingenieur. S. 113 – 156. 1882. (zitiert nach [Rog-03]).
- [Mon-96] Montgomery, D. L.: Behavior of spirally reinforced high strength concrete columns under axial loading. Master Thesis. Universität Toronto. 1996.
- [Nat-99] Nataraja, M. C.; Dhang, N.; Gupta, A. P.: Stress-strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression. Cement and Concrete Composites. S. 393 – 390. 1999.
- [Neu-83] Neuner, J.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Knicksicherung der Längsbewehrungsstäbe in Druckgliedern. Dissertation. Technische Universität München. 1983.
- [Ott-77] Ottosen, N. S.: A failure criterion for concrete. Journal of Engineering Mechanics Division. S. 527 – 535. 1977.
- [Ou-12] Ou, Y.-C.; Tsai, M.-S.; Liu, K.-Y.; Chang, K.-C.: Compressive behavior of steel-fiber-reinforced concrete with high reinforcing index. Journal of Materials in Civil Engineering. S. 207 – 215. 2012.
- [Pan-95] Pantazopoulou, S. J.; Milles, R. H.: Microstructural aspects of the mechanical response of plain concrete. ACI Materials Journal. S.605 – 616. 1995.
- [Pan-01] Pantazopoulou, S. J.; Zanganeh, M.: Triaxial tests of fiber-reinforced concrete. Journal of Materials in Civil Engineering. S. 340 – 348. 2001.
- [Pau-10] Paultre, P.; Eid, R.; Langlois, Y.; Lévesque, Y.: Behavior of steel fiber-reinforced high-strength concrete columns under uniaxial compression. Journal of Structural Engineering. S. 1225 – 1235. 2010.
- [Pfi-64] Pfister, J. F.: Influence of ties on the behavior of reinforced concrete columns. ACI Journal. S. 521 – 538. 1964.
- [Pop-73] Popovics, S.: A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. Cement and Concrete Research. S. 583 – 599. 1973.

- [Ras-62] Rasch, C.: Spannungs-Dehnungslinie des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehnungsgeschwindigkeit. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 154. 1962.
- [Raz-99] Razvi, S. R.; Saatcioglu, M.: Confinement model for high strength concrete. *Journal of Structural Engineering*. S. 281 – 289. 1999.
- [Rem-94] Remmel, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 444. 1994.
- [Ric-28] Richart, F.; Brandtzaeg, A.; Brown, R.: A study of the failure of plain concrete under combined compressive stresses. University of Illinois at Urbana. Engineering Experiment Station. Bulletin No. 185. 1928.
- [Rog-03] Rogge, A.: Materialverhalten von Beton unter mehraxialer Beanspruchung. Dissertation. Technische Universität München. 2003.
- [Rüs-69] Rüschi, H.; Stöckl, S.: Versuche an wandbewehrten Stahlbetonstützen unter kurz- und langfristig wirkenden zentrischen Lasten. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 205. 1969.
- [Saa-92] Saatcioglu, M.; Razvi, S. R.: Strength and ductility of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*. S. 1590 – 1607. 1992.
- [Sae-64] Saenz, L.: Equation for the stress-strain curve of concrete. *ACI Journal*. S. 1229 – 1235. 1964.
- [Sae-07] Saenz, N.; Pantelides, C. P.: Strain-based confinement model for FRP-confined concrete. *Journal of Structural Engineering*. S. 825 – 833. 2007.
- [San-72] Sangha, C. M.; Dhir, R. K.: Strength and complete stress-strain relationship for concrete tested in uniaxial compression under different test conditions. *Matériaux et Constructions*. S. 361 – 370. 1972.
- [Sar-71] Sargin, M.: Stress-strain relationship for concrete and the analysis of structural concrete sections. Study No. 4. Universität Waterloo. 1971.
- [Sch-77] Schickert, G.; Winkler, H.: Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 277. 1977.
- [Sch-81] Schickert, G.: Formfaktoren der Betondruckfestigkeit. *Die Bautechnik*. Heft 2. S. 52 – 57. 1981.
- [Sch-07] Schneider, H.: Zum Tragverhalten kurzer, umschnürter, kreisförmiger Druckglieder aus ungefasertem UHFB. Dissertation. Universität Leipzig. 2007.
- [Sch-06] Schuhmacher, P.: Rotation capacity of self-compacting steel fiber reinforced concrete. Dissertation. Technische Universität Delft. 2006.
- [Scr-86] Scribner, C. F.: Reinforcement buckling in reinforced concrete flexural members. *ACI Journal*. S. 966 – 973. 1986.
- [See-97] Seelmann, F.: Tragverhalten von gedruckten Wänden aus hochfestem Normalbeton unter Berücksichtigung des Knickverhaltens der Längsbewehrung. Dissertation. Technische Hochschule Darmstadt. 1997.

- [Set-93] Setunge, S.; Attard, M. M.; Darvall, P. L.: Ultimate Strength of confined very high-strength concrete. *ACI Structural Journal*. S. 632 – 641. 1993.
- [Sha-05] Sharma, U. K.; Bhargava, P.; Kaushik, S. K.: Behaviour of confined high strength concrete columns under axial compression. *Journal of Advanced Concrete Technology*. S. 267 – 281. 2005.
- [She-80] Sheikh, S. A.; Uzumeri, S. M.: Strength and ductility of tied concrete columns. *Journal of the Structural Division*. S. 1079 – 1102. 1980.
- [She-82] Sheikh, S. A.; Uzumeri, S. M.: Analytical model for confined concrete in tied columns. *Journal of the Structural Division*. S. 2703 – 2723. 1982.
- [She-93] Sheikh, S. A.; Toklucu, M. T.: Reinforced concrete columns confined by circular spirals and hoops. *ACI Structural Journal*. S. 542 – 553. 1993.
- [Sig-09] Sigrist, V.: Das Druckgurtmodell für Stahlbetonbauteile. *Beton- und Stahlbetonbau*. S. 496 – 504. 2009.
- [Sin-02] Sint, A.: Duktilität von Biegebauteilen bei Versagen der Betondruckzone. Dissertation. Universität Leipzig. 2002.
- [Sor-89] Soroushian, P.; Lee, C.-D.: Constitutive modeling of steel fiber reinforced concrete under direct tension and compression. *Fiber Reinforced Cement and Concretes: Recent Developments*. 1989.
- [Spe-07] Speck, K.: Beton unter mehraxialer Beanspruchung. Dissertation. Technische Universität Dresden. 2007.
- [Ste-14] Steven, G.: Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton mit hochfester Längsbewehrung. Dissertation. Technische Universität Braunschweig. 2014.
- [Thi-01] Thiele, K.; Dazio, A.; Bachmann, H.: Bewehrungsstahl unter zyklischer Beanspruchung. Institut für Baustatik und Konstruktion. Technische Hochschule Zürich. 2001.
- [Tho-05] Thomée, B.: Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlfaserbetonkonstruktionen. Dissertation. Technische Universität München. 2005.
- [TNO-10] TNO DIANA BV. DIANA User's Manual - Release 9.4.2. 2010.
- [Tou-99] Toutanji, H. A.: Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets. *ACI Materials Journal*. S. 397 – 404. 1999.
- [Tun-09] Tung, N. D.: Zum Einfluss des Verformungsvermögens von Beton und Stahl auf die Umschnürungswirkung bei Stahlbetonstützen. Dissertation. Universität Leipzig. 2009.
- [Ver-84] Vermeer, P. A.; de Borst, R.: Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. *Heron*. Vol. 29 No. 3. 1984.
- [Von-89] Vonk, R. et al.: Influence of boundary conditions on softening of concrete loaded in compression. *Fracture of concrete and rock*. International Conference. 1989.

- [Wic-08] Wichmann, H.-J.; Holst, A.; Budelmann, H.: Zerstörungsfreie Messung des Stahlfasergehaltes und der Stahlfaserorientierung im Beton. iBMB Kurzberichte aus der Forschung. 2008.
- [Wil-74] Willam, K. J.; Warnke, E. P.: Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. IABSE Report Vol. 19. 1974.
- [Wis-72] Wischers, G.; Lusche, M.: Einfluss der inneren Spannungsverteilung auf das Tragverhalten von druckbeanspruchtem Normal- und Leichtbeton. beton. S. 343 – 347. 1972.
- [Xie-95] Xie, J.; Elwi, A. E.; MacGregor, J. G.: Mechanical properties of three high-strength concretes containing silica fume. ACI Material Journal. S. 135 – 143. 1995.
- [Zai-05] Zaina, M. S.: Strength and ductility of fiber reinforced high strength concrete columns. Dissertation. Universität New South Wales. 2005.
- [Zez-57] Zezelj, B.: Vorgefertigte Spannbeton-Fachwerkträger als eine Möglichkeit zur beschleunigten Industrialisierung des Bauens. Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen im Industrie- und Wohnungsbau: II. Internationaler Kongress. Technische Hochschule Dresden. 1957.

Anhang A: Verwendeter Betonstahl

Experimentelle Ermittlung der Spannungs-Dehnungs- bzw. Spannungs-Stauchungsbeziehung des verwendeten Betonstahls

Probenvorbereitung

Die Proben entstammen derselben Herstellungsladung der innerhalb der eigenen experimentellen Untersuchungen verwendeten Quer- bzw. Längsbewehrung (Tabelle A-1).

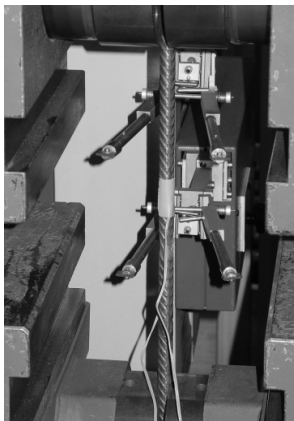
Tabelle A-1: Verwendeter Betonstahl

Bezeichnung	D8	D12	D18	D20
ϕ [mm]	8	12	18	20

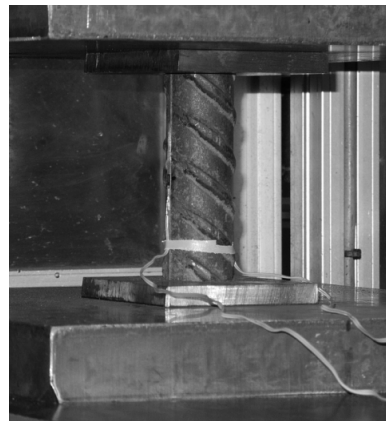
Für die Ermittlung der Spannungs-Stauchungsbeziehung werden die beiden Stirnflächen der Proben, die eine Länge von etwa des 3-fachen Durchmessers aufweisen, planparallel abgedreht.

Versuchsaufbau und Messtechnik

Die Ermittlung der Spannungs-Dehnungs- bzw. Spannungs-Stauchungsbeziehung erfolgt in einer 5 MN-Druck- bzw. 2,5 MN-Zugprüfmaschine in einer iBMB/MPA-Versuchshalle (Bild A-1). Zur Erfassung des Verformungsverhaltens werden auf der Längsrippe des Betonstahls mittig gegenüberliegend zwei Stahl-Dehnungsmessstreifen (S-DMS) mit einer Messlänge von 3 mm appliziert.



a)



b)

Bild A-1: Versuchsaufbau und Messtechnik zur Ermittlung der
a) **Spannungs-Dehnungsbeziehung**
b) **Spannungs-Stauchungsbeziehung**

Die Messdaten (S-DMS, Maschinenkraft) werden mit einer Messfrequenz von 5 Hz aufgezeichnet. Die Versuche werden bei einer Stauchung bzw. Dehnung von etwa $\varepsilon_s = \pm 25 \text{ ‰}$ beendet.

Messdatenauswertung

Bei der Umformung der messtechnisch erfassten Last-Stauchungs- bzw. Last-Dehnungsbeziehung in eine Spannungs-Dehnungs- bzw. Spannungs-Stauchungsbeziehung werden die Messdaten der S-DMS gemittelt und die Maschinenkraft auf den vor Prüfungsbeginn gemessenen Kerndurchmesser des Betonstahls (ohne Rippenfläche) bezogen.

Vergleich der experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungsbeziehung mit dem Ansatz aus der Literatur

In Bild A-2 ist der Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Dehnungsbeziehungen der verwendeten Querbewehrung dargestellt. Zur Abbildung der rechnerischen Spannungs-Dehnungsbeziehung gemäß dem Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-83] werden die Modellparameter entsprechend Tabelle A-3 verwendet.

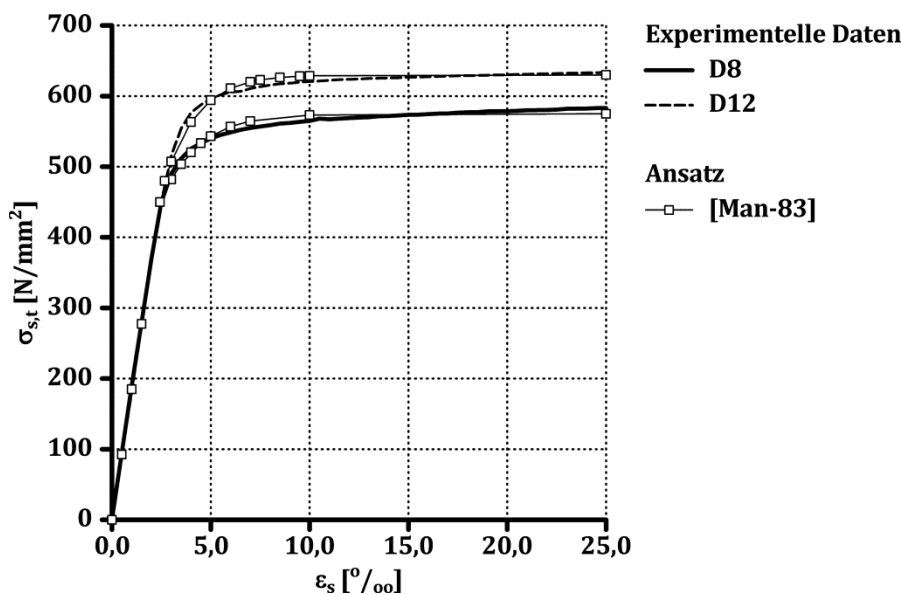


Bild A-2: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Querbewehrung gemäß dem Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-83]

Tabelle A-2: Experimentell ermittelte Materialkennwerte der Querbewehrung

Bezeichnung		D8	D12
f_y	[N/mm²]	540	600
$E_{s,w}$	[kN/mm²]	190	185
$k_{s,w}^*$	[-]	1,08	1,06

Tabelle A-3: Verwendete Modellparameter zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungsbeziehung der Querbewehrung gemäß dem Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-83]

Bezeichnung		D8	D12
f_y / f_t	[N/mm ²]	450 / 580	480 / 630
$E_s / E_{s,h}$	[kN/mm ²]	190 / 65	185 / 90
$\varepsilon_{s,h}$	[‰]	2,4	2,7

Vergleich der experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung mit dem Ansatz aus der Literatur

In Bild A-3 sind die experimentell und die rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen gemäß dem Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-83] dargestellt. Zur Abbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung werden die Modellparameter gemäß Tabelle A-5 verwendet.

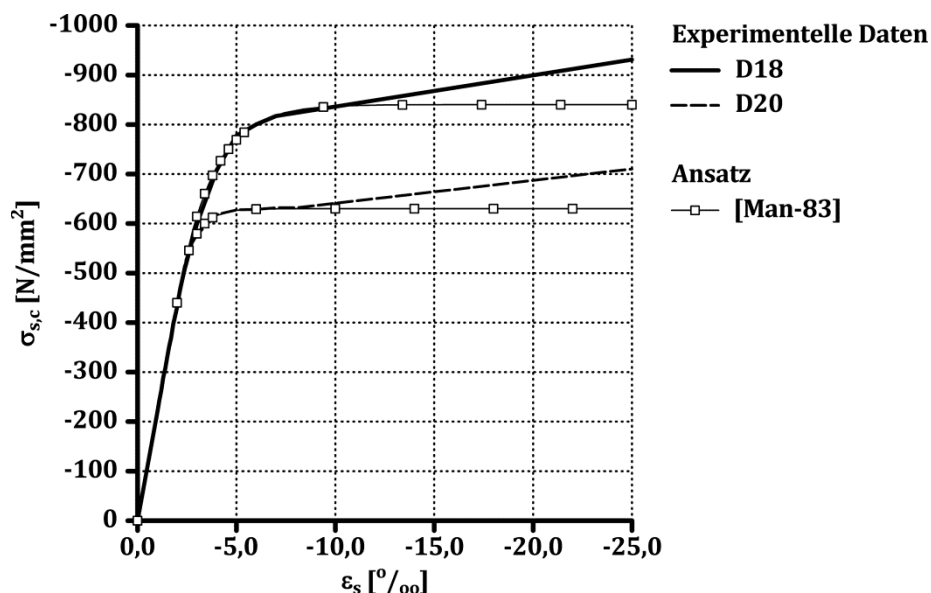


Bild A-3: Experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Längsbewehrung gemäß dem Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-83]

Tabelle A-4: Experimentell ermittelte Materialkennwerte der Längsbewehrung

Bezeichnung		D18	D20
f_y	[N/mm ²]	-800	-630
$E_{s,l}$	[kN/mm ²]	220	220
$k_{s,l}^*$	[-]	1,18	1,13

Tabelle A-5: Verwendete Modellparameter zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung der Längsbewehrung gemäß dem Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-83]

Bezeichnung		D18	D20
$\sigma_{s,l} / f_t$	[N/mm ²]	-500 / -840	-510 / -630
$E_s / E_{s,h}$	[kN/mm ²]	220 / 190	220 / 150
$\varepsilon_{s,h}$	[‰]	-2,3	-2,3

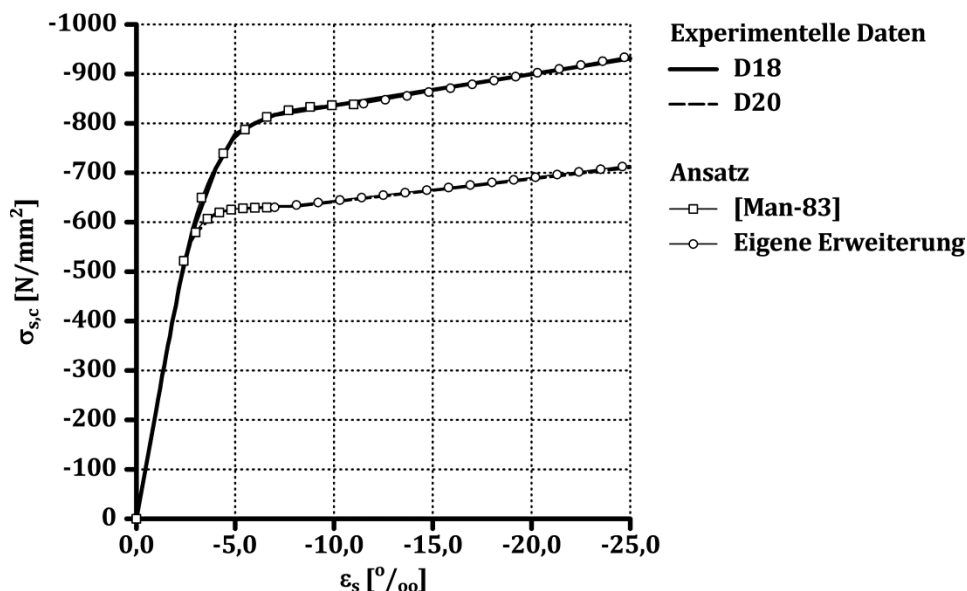
Der Verfestigungsbereich der Spannungs-Stauchungsbeziehung des Betonstahls D18 bzw. D20 kann ab Stauchungen von etwa $\varepsilon_s = -11,5$ bzw. $-7,0$ ‰ mit dem Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-83] nicht abgebildet werden (Bild A-3). Um das Verfestigungsverhalten der Längsbewehrung für die weiteren Analysen zu berücksichtigen, wird in der vorliegenden Arbeit die Spannungs-Stauchungsbeziehung des Betonstahls D18 vereinfacht mit

$$\sigma_{s,c}(\varepsilon_s) = -840 + 7,1 \cdot (\varepsilon_s + 11,5) \quad \text{für } \varepsilon_s > |-11,5| \text{ ‰} \quad \text{Gl. (A-1)}$$

und die Spannungs-Stauchungsbeziehung des Betonstahls D20 vereinfacht mit

$$\sigma_{s,c}(\varepsilon_s) = -630 + 4,7 \cdot (\varepsilon_s + 7,0) \quad \text{für } \varepsilon_s > |-7,0| \text{ ‰} \quad \text{Gl. (A-2)}$$

beschrieben (Bild A-4).

**Bild A-4: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der normalfesten bzw. hochduktilen, hochfesten Längsbewehrung**

In Bild A-5 sind die rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen gemäß dem Ansatz nach DHAKAL & MAEKAWA [Dha-02a], [Dha-02b] mit und ohne Berücksichtigung der Verfestigung für eine normierte Knicklänge von $\lambda_s = 8$ bzw. $\lambda_s = 16$ dargestellt.

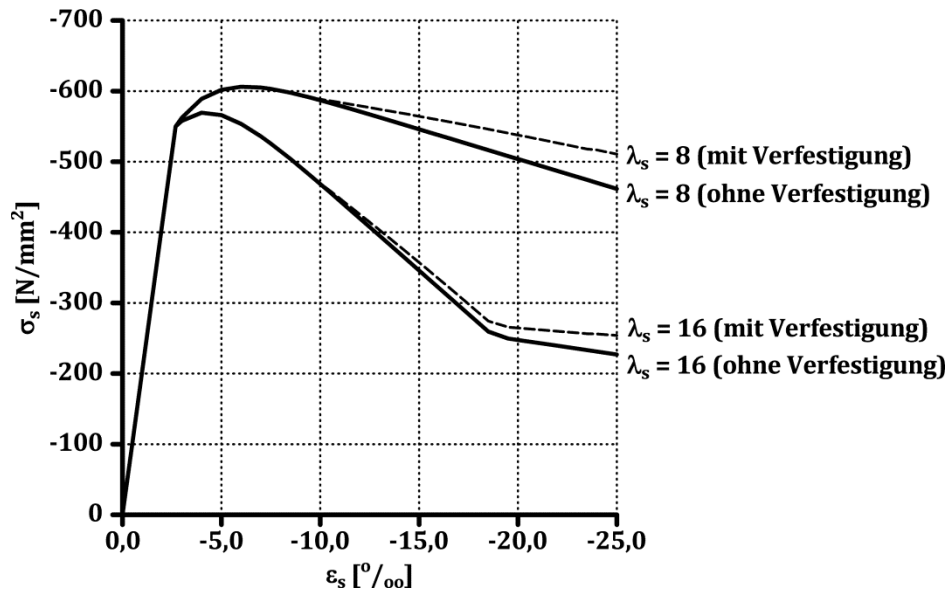


Bild A-5: Einfluss der Verfestigung auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung unter Berücksichtigung des Knickens gemäß dem Ansatz nach DHAKAL & MAEKAWA [Dha-02a], [Dha-02b]

Anhang B: Verwendete Betonrezepturen und Übersicht der Betonchargen

Die Betonage der Versuchskörper erfolgt im iBMB/MPA-Betonlabor. Die Rezeptur des normal- bzw. hochfesten Betons ist in Tabelle B–1 zusammengefasst.

Tabelle B-1: Rezeptur des normal- bzw. hochfesten Betons

Normalfester Beton (NFB)				Hochfester Beton (HFB)	
Zement	[kg/m ³]	CEM I/42,5 N	292	CEM I/52,5 R	375
Flugasche	[kg/m ³]		–/–		100
Sand 0/2	[kg/m ³]		600		648
Kies 2/8	[kg/m ³]		600		385
Kies 8/16	[kg/m ³]		675		718
Wasser	[kg/m ³]		175		150
Fließmittel	[M-%]		–/–		0,5

Die Oberflächenfeuchte der Gesteinskörnung wird vor jeder Betonage ermittelt und das Zugabewasser entsprechend der bestimmten Eigenfeuchte reduziert. Bei der Herstellung der normal- bzw. hochfesten Stahlfaserbetone wird kein zusätzliches Fließmittel verwendet.

In Tabelle B–2 und Tabelle B–3 sind die Anzahl und die Versuchskörpertypen der einzelnen Betonchargen dargestellt.

Anhang B

Tabelle B-2: Anzahl der Versuchskörper pro Betoncharge aus normalfestem Beton

Betoncharge	Versuchskörper		Bezeichnung
Nr.	Anzahl	Typ (Abmessungen)	
1	12	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	N0
	1	Zylinder ($\phi = 20 \text{ cm} / L = 60 \text{ cm}$)	SN0
	2	Versuchskörper mit Querbewehrung ($\phi = 20 \text{ cm} / L = 60 \text{ cm}$)	SN0-1 / SN0-2
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	N0
2	9	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	V1 / V2 / V3
	3	Prismen ($b = 10 / L = 20 \text{ cm}$)	V4
	3	Prismen ($b = 15 / L = 30 \text{ cm}$)	V5
3	18	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	N1
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	N1
4	18	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	N2
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	N2
5	18	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	N3
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	N3
6	18	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	N4
	1	Zylinder ($\phi = 20 \text{ cm} / L = 60 \text{ cm}$)	SN1
	2	Versuchskörper mit Querbewehrung ($\phi = 20 \text{ cm} / L = 60 \text{ cm}$)	SN1-1 / SN1-2
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	N4
7	18	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	N5
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	N5
8	18	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	N6
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	N6
9	2	Versuchskörper mit Querbewehrung ($\phi = 20 \text{ cm} / L = 60 \text{ cm}$)	SN0-3 / SN0-4
	6	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	N7
10-1	1	Stütze ($\phi = 25 \text{ cm} / L = 80 \text{ cm}$)	S1
	6	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	N8
10-2 (mit Stahlfaserzugabe)	1	Stütze ($\phi = 25 \text{ cm} / L = 80 \text{ cm}$)	S2
	6	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	N9
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	N9

Tabelle B-3: Anzahl der Versuchskörper pro Betoncharge aus hochfestem Beton

Betoncharge	Versuchskörper		Bezeichnung
Nr.	Anzahl	Typ (Abmessungen)	
1	12	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	H0
	1	Zylinder ($\phi = 20 \text{ cm} / L = 60 \text{ cm}$)	SH0
	2	Versuchskörper mit Querbewehrung ($\phi = 20 \text{ cm} / L = 60 \text{ cm}$)	SH0-1 / SH0-2
2	18	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	H1
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	H1
3	18	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	H2
	1	Zylinder ($\phi = 20 \text{ cm} / L = 60 \text{ cm}$)	SH1
	2	Versuchskörper mit Querbewehrung ($\phi = 20 \text{ cm} / L = 60 \text{ cm}$)	SH1-1 / SH1-2
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	H2
4	18	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	H3
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	H3
5	18	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	H4
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	H4
6	18	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	H5
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	H5
7	18	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	H6
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	H6
8-1	1	Stütze ($\phi = 25 \text{ cm} / L = 80 \text{ cm}$)	S3
	6	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	H7
8-2 (mit Stahlfaserzugabe)	1	Stütze ($\phi = 25 \text{ cm} / L = 80 \text{ cm}$)	S4
	6	Zylinder ($\phi = 15 \text{ cm} / L = 30 \text{ cm}$)	H8
	6	Balken ($h/b/L = 15 / 15 / 70 \text{ cm}$)	H8

Anhang C: Probenvorbereitung, Versuchsaufbau, Messtechnik und Messdatenauswertung (Kapitel 3 und 4)

Probenvorbereitung

Die Versuchskörper werden nach etwa 3 bis 5 Tagen ausgeschalt und bei Raumklima gelagert. Nach etwa 14 Tagen werden die beiden Stirnflächen der Proben planparallel geschliffen, um eine gleichmäßige Lasteinleitung im Bauteilversuch sicherzustellen.

Versuchsaufbau und Messtechnik

Die Versuche werden in einer servo-hydraulischen 10 MN-Druckprüfmaschine in der iBMB/MPA-Versuchshalle durchgeführt.

Zur Erfassung des Verformungsverhaltens werden auf der Betonoberfläche mittig gegenüberliegend zwei Längs- (L-DMS) bzw. Querdehnungsmessstreifen (Q-DMS) mit einer Messlänge von 60 mm appliziert. Zur Erfassung des Längsverformungsverhaltens nach Überschreiten der Bruchstauchung werden zusätzlich vier induktive Wegaufnehmer (IWA) vertikal zwischen den Belastungsplatten positioniert (Bild C–1).

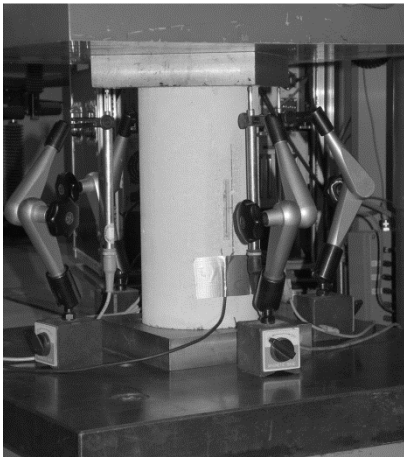


Bild C-1: Versuchsaufbau und Messtechnik zur Ermittlung des Verformungsverhaltens von Null- bzw. Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

Die Messdaten (DMS, IWA, Maschinenkraft und Maschinenkolbenweg) werden mit einer Frequenz von 2 Hz aufgezeichnet.

Messdatenauswertung

Da bei Erreichen der einaxialen Bruchstauchung die DMS durch Rissbildung an der Betonoberfläche ausfallen, wird bei der Umformung der messtechnisch erfassten Last-Stauchungs- bzw. des Last-Verformungsverhaltens in eine Spannungs-Stauchungsbeziehung folgende Konvention getroffen (Bild C–2):

- Bis zum Erreichen der Bruchstauchung wird der Mittelwert der messtechnisch erfassten L-DMS-Daten als Materialverformung zugrundegelegt. Die Maschinenkraft gezogen auf den Versuchskörperquerschnitt entspricht der Materialspannung.
- Nach Überschreiten der Bruchstauchung wird die Materialverformung aus dem Mittelwert der messtechnisch erfassten IWA-Daten bezogen auf eine Versuchskörperlänge ermittelt, so dass die Stauchung der L-DMS bei Erreichen der Bruchstauchung der Stauchung ermittelt aus den IWA-Daten entspricht. Die Maschinenkraft bezogen auf den Ursprungsquerschnitt entspricht der Materialspannung nach Überschreiten der Bruchstauchung.

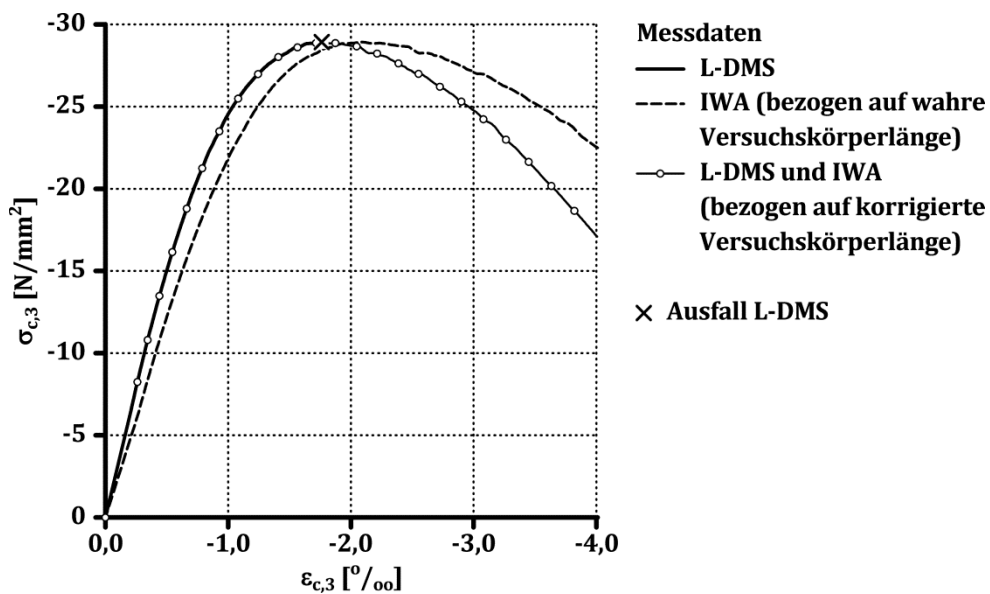


Bild C-2: Spannungs-Stauchungsbeziehung aus den Messwerten der L-DMS und IWA sowie resultierende Spannungs-Stauchungsbeziehung gemäß der festgelegten Konvention

Das Querverformungsverhalten wird auf Basis des Mittelwerts der messtechnisch erfassten Q-DMS-Daten bis zum Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit ermittelt.

Anhang D: Ermittlung der Stahlfaserorientierung

Zur Ermittlung der prozentualen Ausrichtungsverteilung der Stahlfasern in der Betonmatrix kommt das am iBMB/MPA Braunschweig in Zusammenarbeit mit der Firma Hertz Systemtechnik entwickelte elektromagnetische Messgerät BSM 100 zum Einsatz, welches die magnetische Induktion ferromagnetischer Materialien nutzt (Bild D-1).

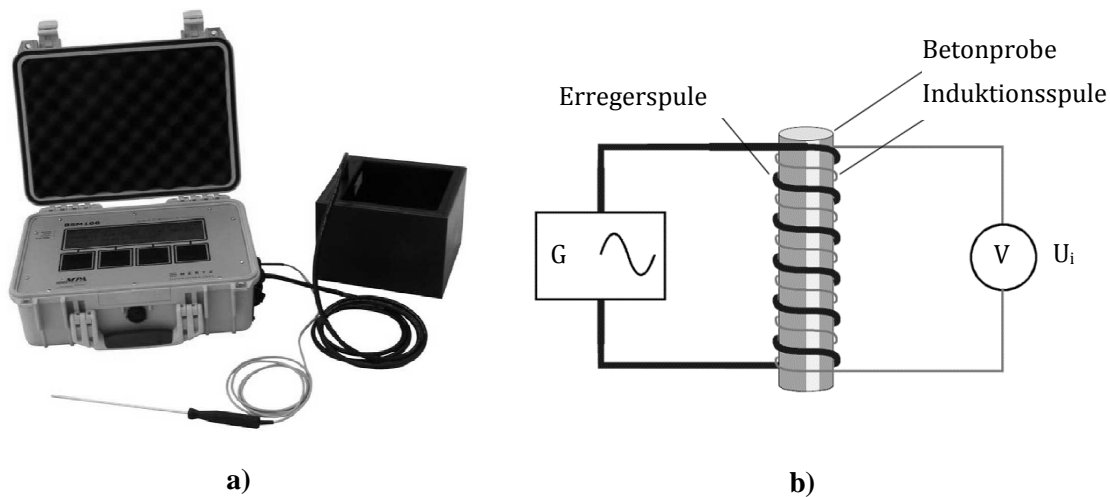


Bild D-1: a) Messgerät BSM 100 zur Ermittlung der Stahlfaserverteilung [Wic-08]
b) Messprinzip BSM 100 [Bud-09]

Das Messprinzip ist in Bild D-1 (b) dargestellt. Über die Erregerspule wird ein magnetisches Feld erzeugt. Die Induktionsspule dient zur Aufnahme der Induktionsspannung. Beide Spulen umschließen die Betonprobe, welche aufgrund der Stahlfasern die Funktion eines Spulenkerns übernimmt. Ein sinusförmiger Wechselstrom wird vom Generator in die Erregerspule eingespeist. Die in der Induktionsspule induzierte Spannung wird gemessen [Bud-09].

Die Höhe der messbaren Induktionsspannung wird nur durch die Permeabilitätszahl der Stahlfaser und den Stahlfasermassengehalt bestimmt. Die gemessene Induktionsspannung in den drei Hauptrichtungen der Betonprobe wird gemittelt und gibt Aufschluss über die Orientierung der Stahlfasern in der Probe. Je höher der prozentuale Anteil der gemessenen Induktionsspannung einer Hauptrichtung am Mittelwert, desto mehr Stahlfasern sind hauptsächlich in der entsprechenden Messrichtung orientiert [Wic-08].

Anhang E: Ergebnisse der Zugfestigkeitsprüfungen von Null- und Stahlfaserbeton

Spaltzugfestigkeit

Die Spaltzugfestigkeit von Null- und Stahlfaserbeton wird begleitend zu der experimentellen Ermittlung der Spannungs-Stauchungsbeziehung gemäß DIN EN 12390-6 [DIN-10] geprüft und entsprechend Gl. (E-1) ausgewertet.

$$f_{ct,sp}^{(f)} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{2 \cdot P_u}{\pi \cdot L \cdot \phi} \quad \text{Gl. (E-1)}$$

Biegezugzugfestigkeit

Die Biegezugfestigkeit wird begleitend zu der experimentellen Ermittlung der Spannungs-Stauchungsbeziehung gemäß der RICHTLINIE STAHLFASER-BETON [DAf-10] geprüft.

Aus den Last-Durchbiegungsbeziehungen werden die Biegezugzugfestigkeit für die maximal Prüfkraft sowie für eine Durchbiegung von $\delta = 0,5$ und $3,5$ mm entsprechend Gl. (E-2) bis Gl. (E-4) ermittelt.

$$f_{ct,fl}^{(f)} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{P_u \cdot L}{b_i \cdot h_i} \quad \text{Gl. (E-2)}$$

$$f_{ct,fl,L1}^f = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{P_{\delta=0,5} \cdot L}{b_i \cdot h_i} \quad \text{Gl. (E-3)}$$

$$f_{ct,fl,L2}^f = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{P_{\delta=3,5} \cdot L}{b_i \cdot h_i} \quad \text{Gl. (E-4)}$$

In Bild E-1 bis Bild E-4 sind die über die jeweils sechs Balken gemittelten Last-Durchbiegungsbeziehungen von Null- und Stahlfaserbeton dargestellt. Zusätzlich ist der Verlauf des Variationskoeffizienten enthalten. Die kennzeichnenden experimentellen Ergebnisse sind in Tabelle E-1 und Tabelle E-2 zusammengefasst.

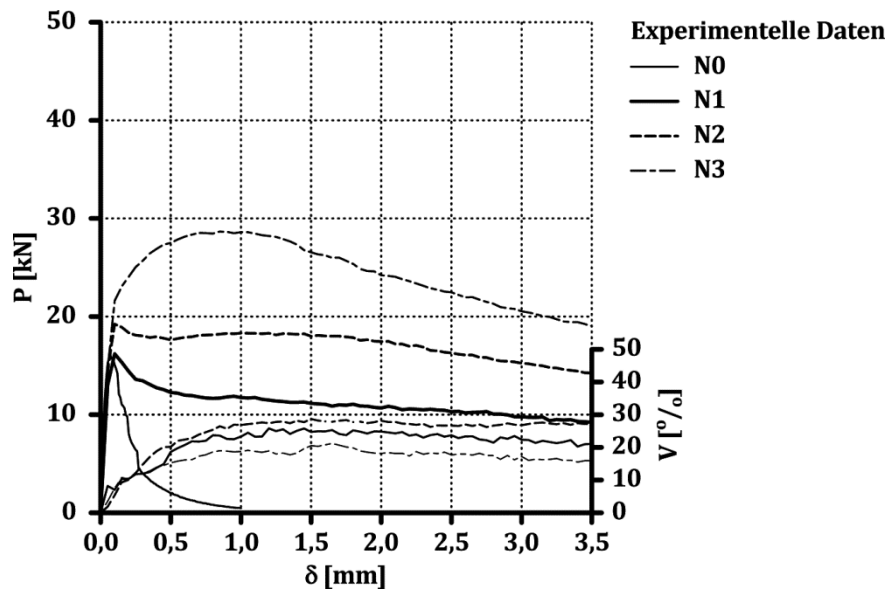


Bild E-1: Experimentell ermittelte Last-Durchbiegungsbeziehungen der Serie N (Teil 1)

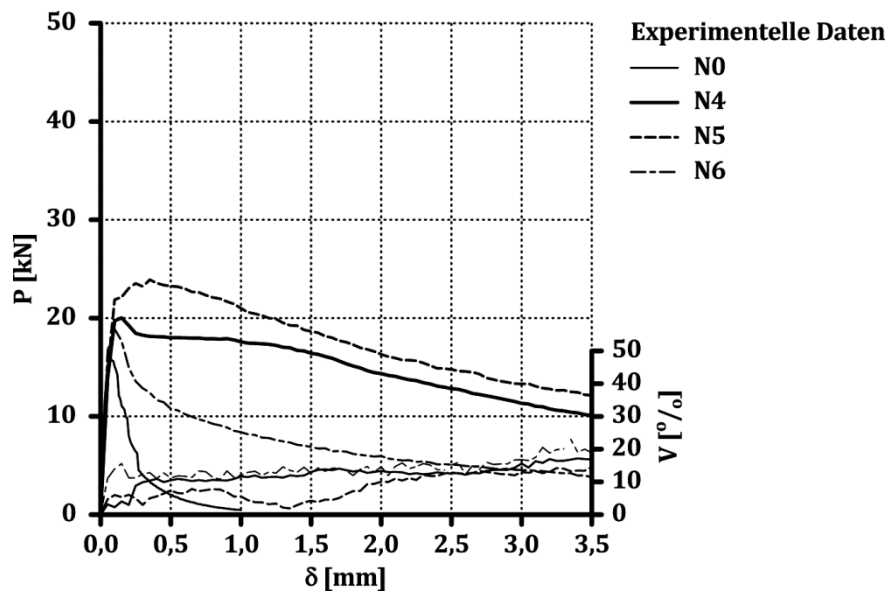


Bild E-2: Experimentell ermittelte Last-Durchbiegungsbeziehungen der Serie N (Teil 2)

Tabelle E-1: Experimentell ermittelte Materialkennwerte der Serie N

Bezeichnung		N0	N1	N2	N3	N4	N5	N6
$f_{ct,sp}$	[N/mm ²]	2,6	—/—	—/—	—/—	—/—	—/—	—/—
$f_{ct,sp}^f$	[N/mm ²]	—/—	3,0	3,9	4,4	3,9	3,8	3,3
$f_{ct,fl}$	[N/mm ²]	3,0	—/—	—/—	—/—	—/—	—/—	—/—
$f_{ct,fl}^f$	[N/mm ²]	—/—	3,0	3,8	5,3	3,7	4,4	3,7
$f_{ct,fl,L1/L2}^f$	[N/mm ²]	—/—	2,2/1,7	3,1/2,5	5,0/3,4	3,2/1,8	4,2/2,2	1,9/0,7

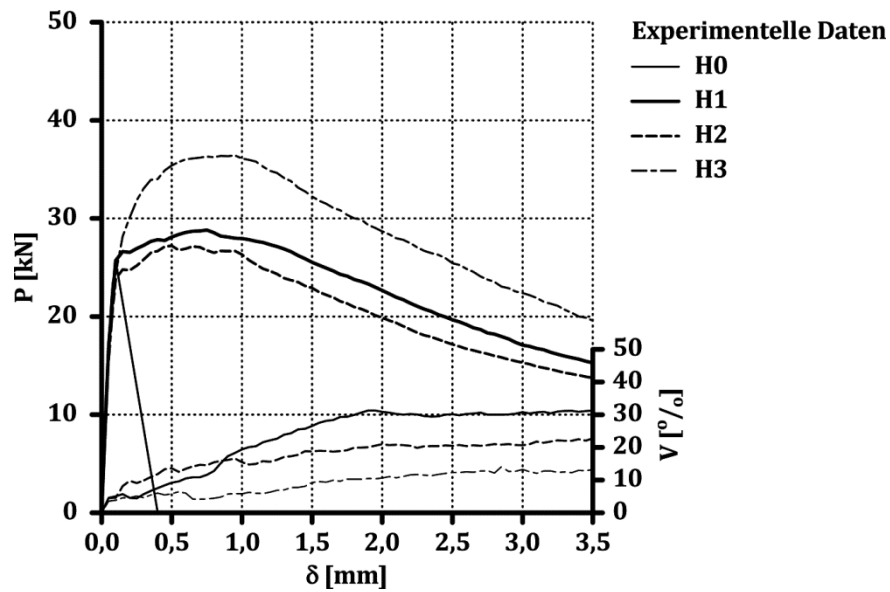


Bild E-3: Experimentell ermittelte Last-Durchbiegungsbeziehungen der Serie H (Teil 1)

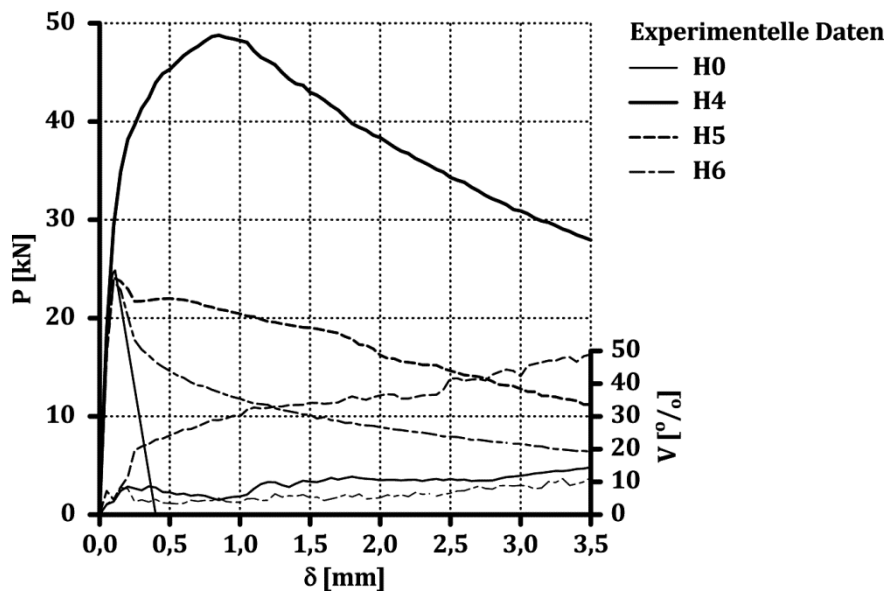


Bild E-4: Experimentelle Last-Durchbiegungsbeziehungen der Serie H (Teil 2)

Tabelle E-2: Experimentell ermittelte Materialkennwerte der Serie H

Bezeichnung		H0	H1	H2	H3	H4	H5	H6
$f_{ct,sp}$	[N/mm ²]	3,8	3,7	3,2	—/—	—/—	3,9	3,7
$f_{ct,sp}^f$	[N/mm ²]	—/—	4,8	6,2	6,8	9,2	5,9	4,8
$f_{ct,fl}$	[N/mm ²]	4,4	—/—	—/—	—/—	—/—	—/—	—/—
$f_{ct,fl}^f$	[N/mm ²]	—/—	5,3	5,1	6,7	8,8	4,6	4,4
$f_{ct,fl,L1/L2}^f$	[N/mm ²]	—/—	4,9/2,7	4,8/2,4	6,3/3,5	8,0/4,9	3,9/2,0	2,6/1,1

Anhang F: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton

In Tabelle F–1 und Tabelle F–2 sind die Modellparameter, die für die in Kapitel 4.4.2 dargestellte Auswertung der Ansätze aus der Literatur zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton erforderlich sind, zusammengefasst.

Tabelle F-1: Modellparameter der Serie N

Bezeichnung		N1	N2	N3	N4	N5	N6
V_f	[Vol.-%]	0,19	0,38	0,77	0,57	0,77	0,77
RI_W	[M.-%]	0,45	0,89	1,81	0,78	1,21	0,97
RI_V	[Vol.-%]	0,14	0,28	0,58	0,25	0,39	0,31

Tabelle F-2: Modellparameter der Serie H

Bezeichnung		H1	H2	H3	H4	H5	H6
V_f	[Vol.-%]	0,77	1,15	1,53	1,91	0,77	0,57
RI_W	[M.-%]	1,06	1,58	2,10	2,62	1,21	0,72
RI_V	[Vol.-%]	0,34	0,50	0,67	0,83	0,39	0,23

Bild F–1 bis Bild F–18 zeigen den Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung entsprechend der in Kapitel 2.3.2 dargestellten Ansätze.

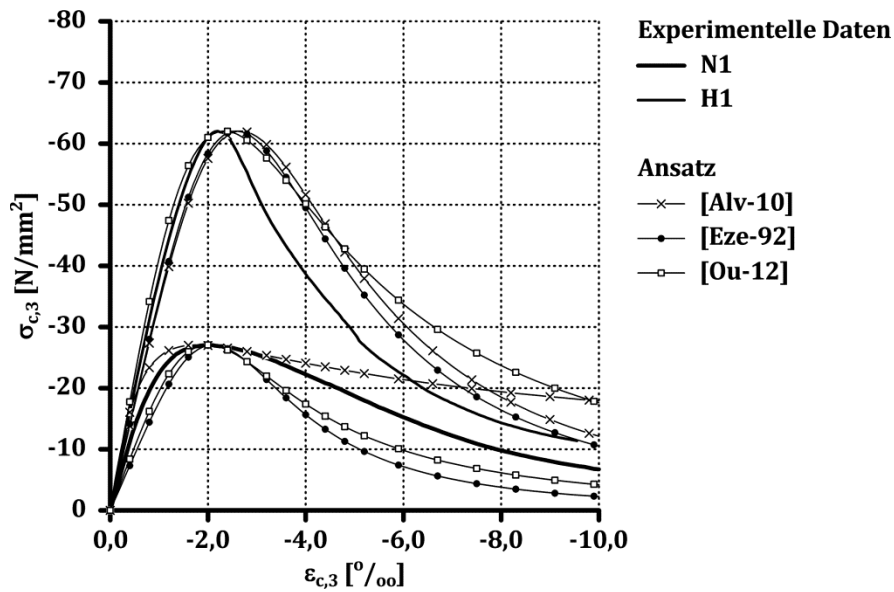


Bild F-1: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N1 und H1

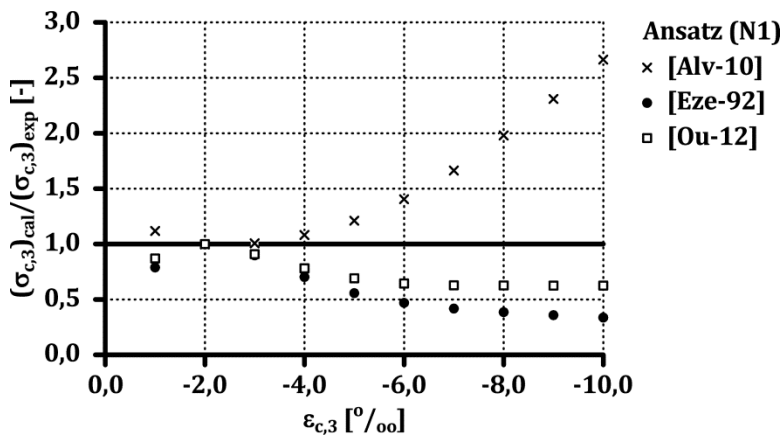


Bild F-2: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie N1

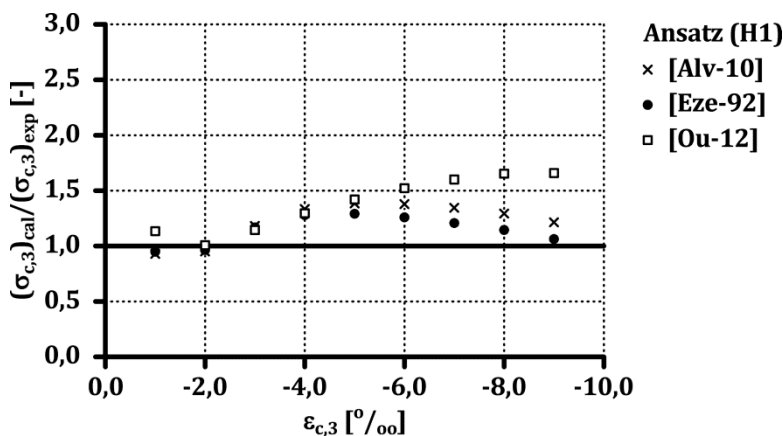


Bild F-3: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie H1

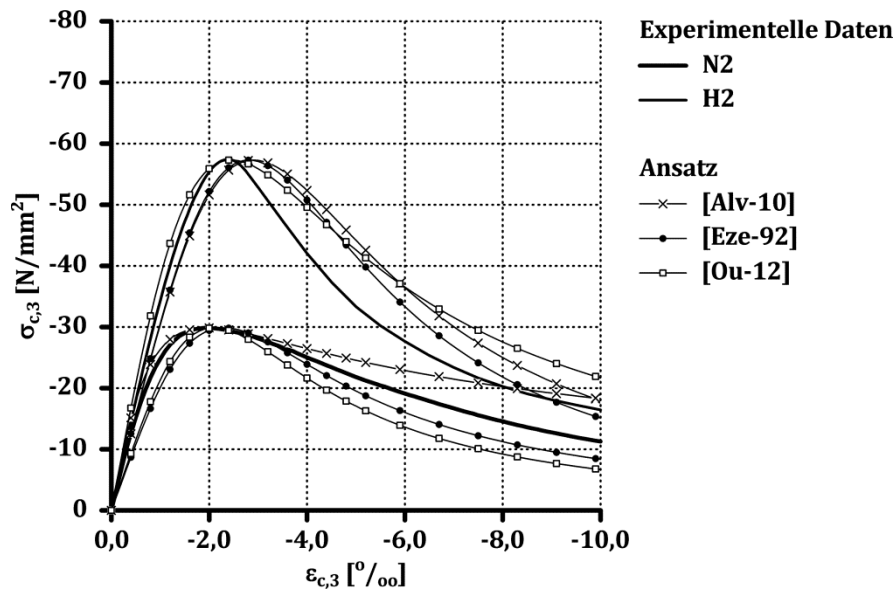


Bild F-4: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N2 und H2

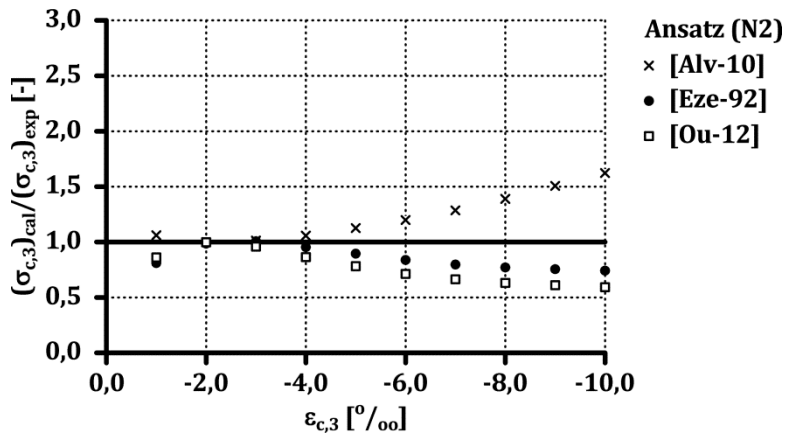


Bild F-5: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie N2

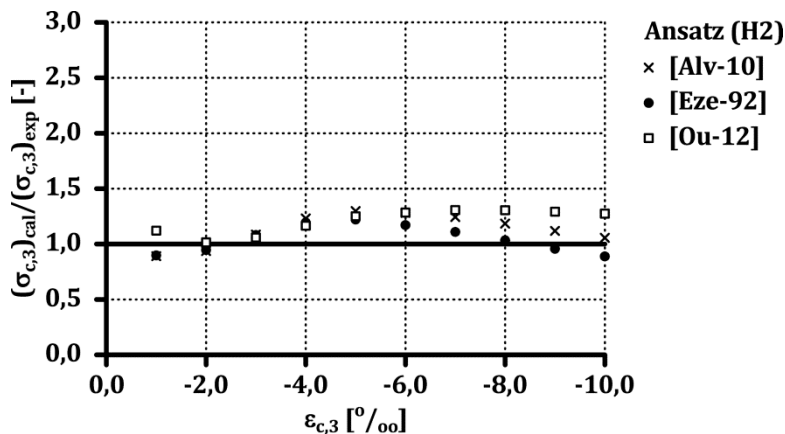


Bild F-6: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie H2

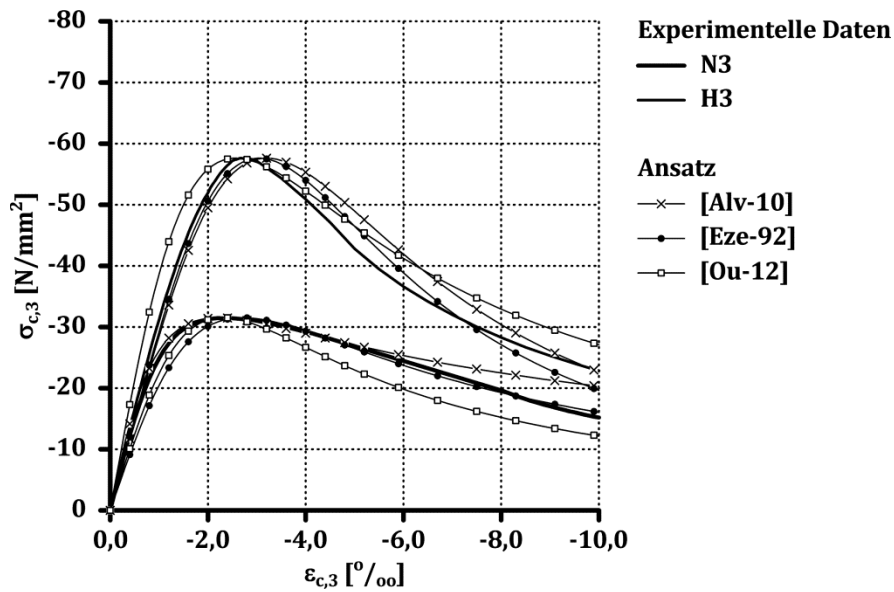


Bild F-7: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N3 und H3

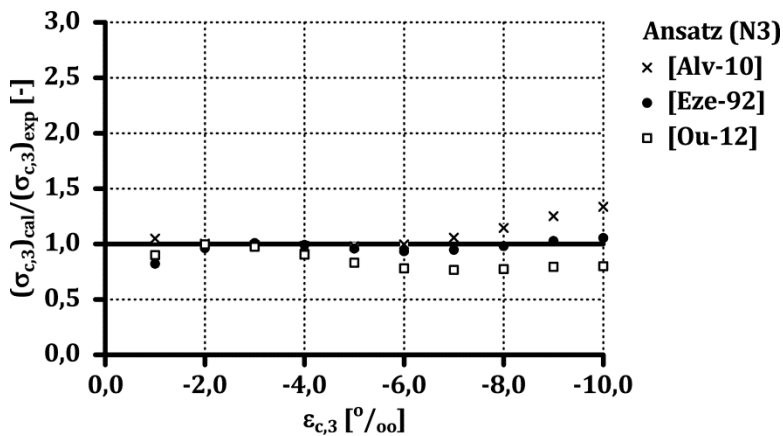


Bild F-8: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie N3

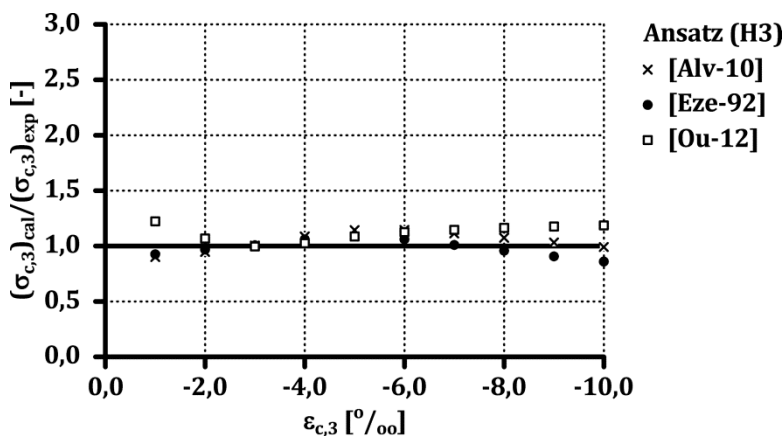


Bild F-9: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie H3

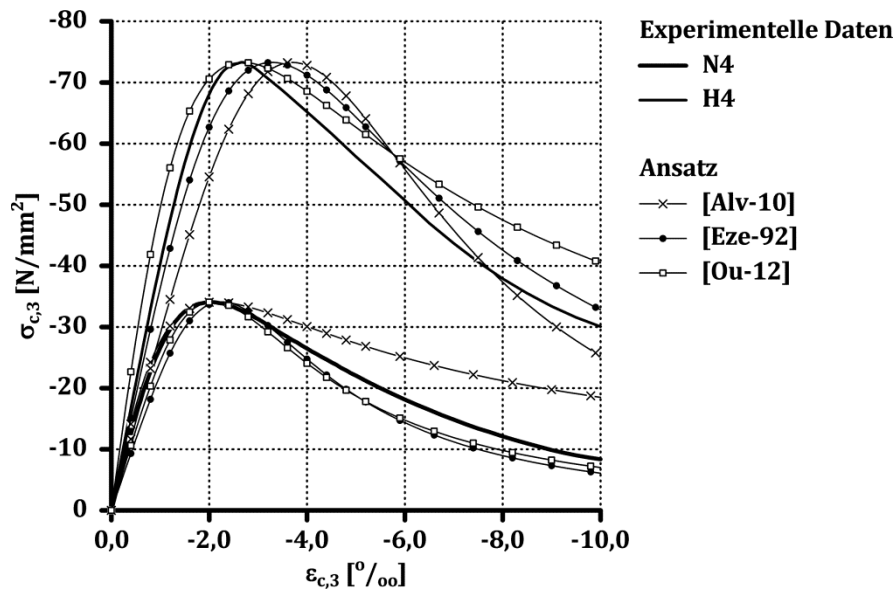


Bild F-10: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N4 und H4

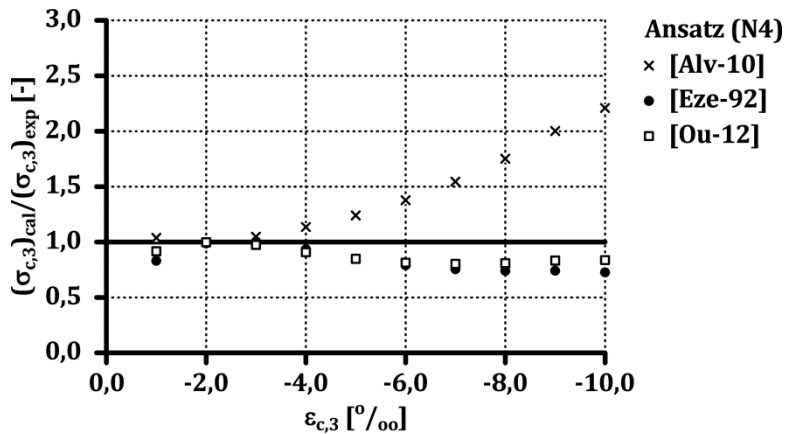


Bild F-11: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie N4

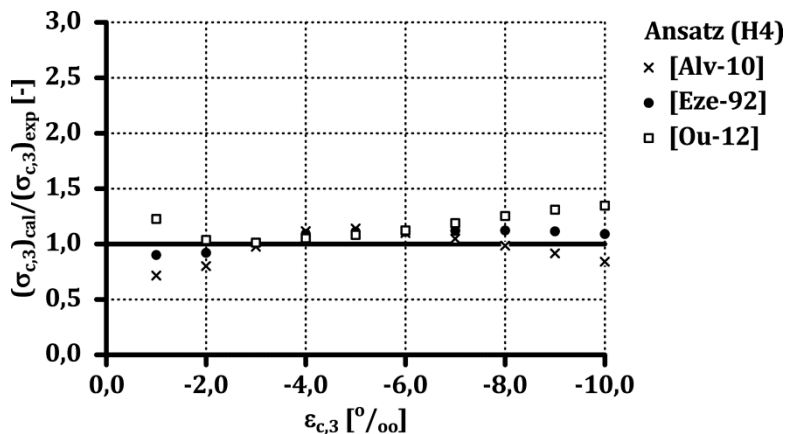


Bild F-12: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie H4

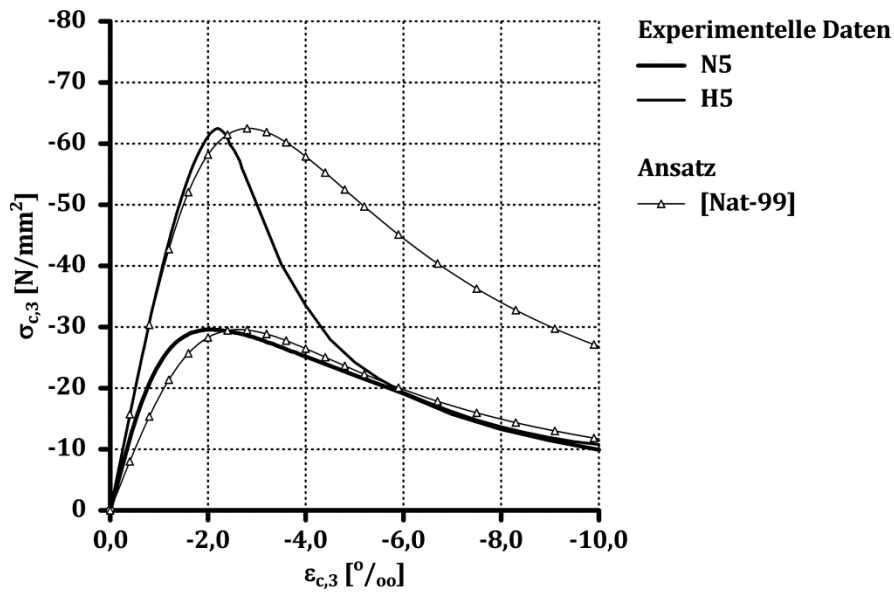


Bild F-13: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N5 und H5

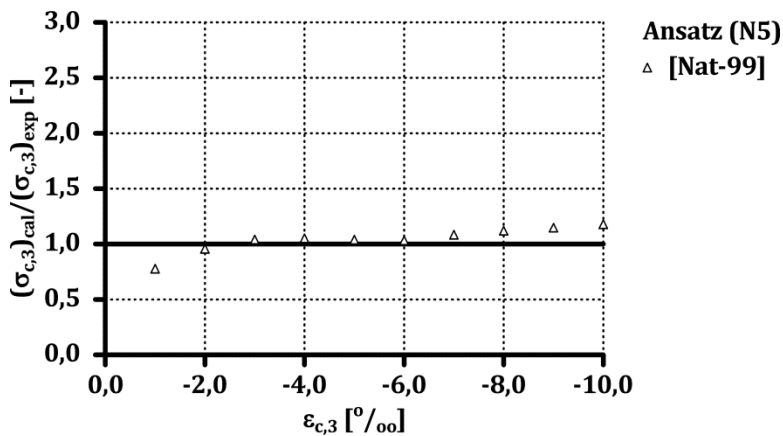


Bild F-14: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie N5

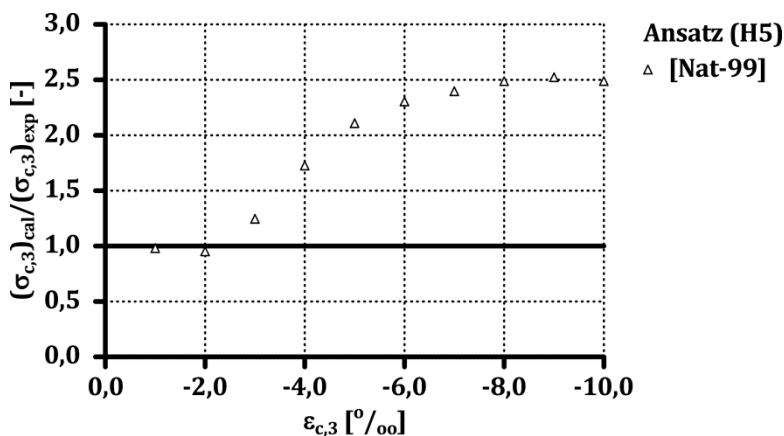


Bild F-15: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie H5

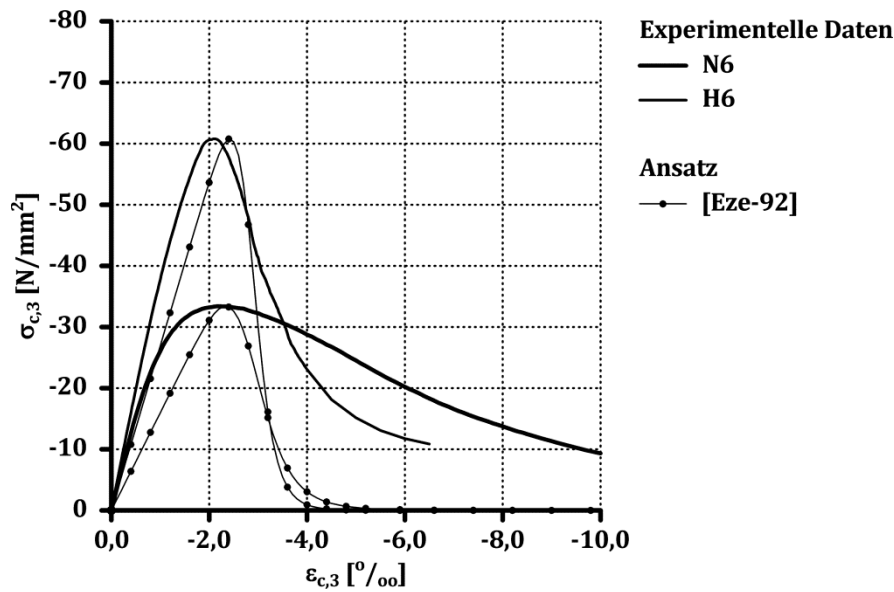


Bild F-16: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N6 und H6

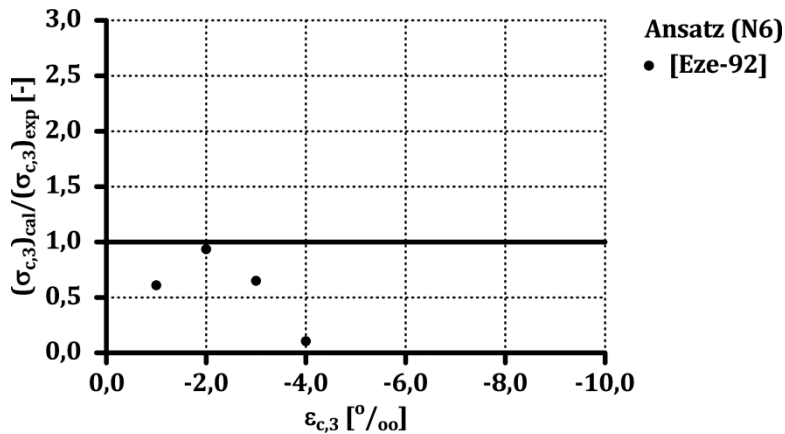


Bild F-17: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie N6

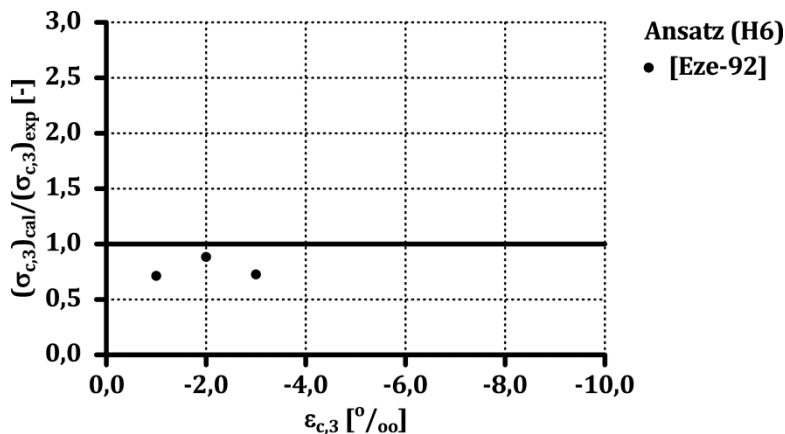


Bild F-18: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serie H6

Anhang G: Angaben zur eigenen Modellbildung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton

In Tabelle G–1 sind die Parameter F_i entsprechend Gl. (4-3) für die Serien N und H zusammengefasst.

Tabelle G-1: Parameter F_i

Bezeichnung		N1	N2	N3	N4	N5	N6	H1	H2	H3	H4	H5	H6
F_0	[-]	1,15	1,46	2,04	1,42	1,69	1,42	1,43	1,59	1,76	2,32	1,18	1,19
F_1	[-]	0,85	1,19	1,92	1,23	1,62	0,73	1,32	1,50	1,66	2,11	1,00	0,70
F_2	[-]	0,65	0,96	1,31	0,69	0,85	0,27	0,73	0,75	0,92	1,29	0,51	0,30
F_3	[-]	1,15	1,50	1,69	1,50	1,46	1,27	1,30	1,94	1,79	2,42	1,51	1,30

In Bild G-1 bzw. Bild G-2 ist der Zusammenhang zwischen dem Verhältnis der Bruchstauchung der Stahlfaserbetone und der Nullbetone in Abhängigkeit von den Parametern F_1 und F_3 entsprechend Gl. (4-3) dargestellt.

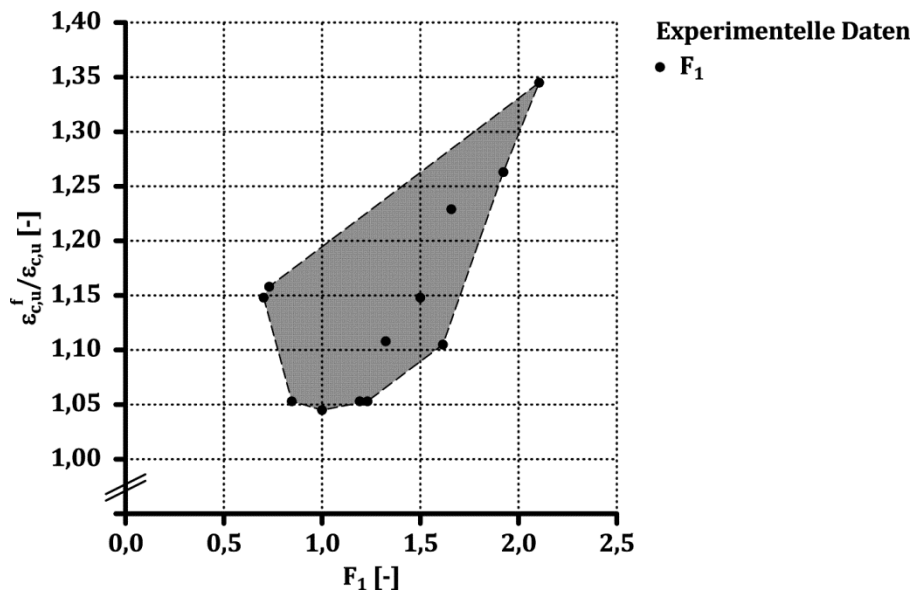


Bild G-1: Zusammenhang zwischen dem Quotienten der experimentell ermittelten Bruchstauchungen und dem Parameter F_1

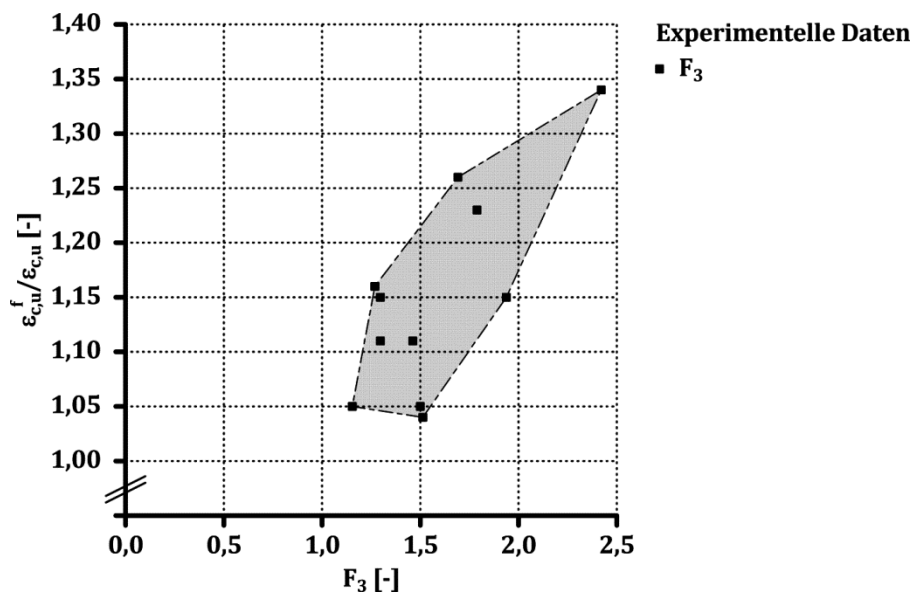


Bild G-2: Zusammenhang zwischen dem Quotienten der experimentell ermittelten Bruchstauchungen und dem Parameter F_3

In Bild G-3 bzw. Bild G-4 ist die Abhängigkeit des Parameters ΔD von den Parametern F_1 und F_3 entsprechend Gl. (4-3) zusammengefasst.

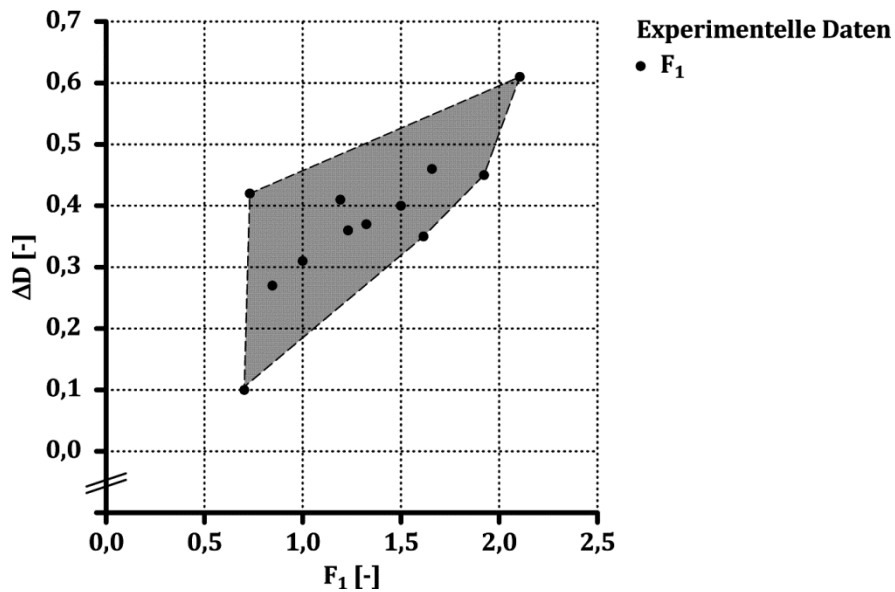


Bild G-3: Zusammenhang zwischen den Parametern ΔD und F_1

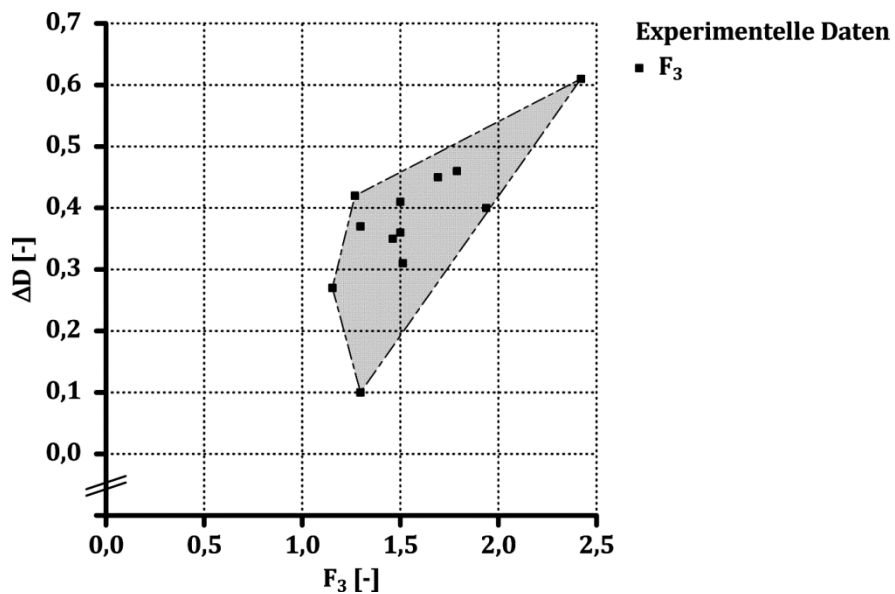


Bild G-4: Zusammenhang zwischen den Parametern ΔD und F_3

Anhang H: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung von Stahlfaserbeton gemäß dem eigenen Ansatz

In Tabelle H-1 und Tabelle H-2 sind die Modellparameter gemäß Gl. (4-4), Gl. (4-5), Gl. (4-9) und Gl. (4-10) der untersuchten Stahlfaserbetone zusammengestellt.

Tabelle H-1: Modellparameter der Serie N gemäß dem eigenen Ansatz

Bezeichnung		N1	N2	N3	N4	N5	N6
$\varepsilon_{c,u}^f$	[‰]	-1,9	-2,1	-2,4	-2,1	-2,2	-2,1
D	[-]	0,51	0,88	1,06	0,80	0,97	0,81

Tabelle H-2: Modellparameter der Serie H gemäß dem eigenen Ansatz

Bezeichnung		H1	H2	H3	H4	H5	H6
$\varepsilon_{c,u}^f$	[‰]	-2,2	-2,3	-2,4	-2,7	-2,1	-2,1
D	[-]	0,66	0,78	0,90	0,92	0,26	0,28

In Bild H-1 bis Bild H-18 ist der Vergleich der experimentell und der rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Stahlfaserbetone gemäß dem eigenen Ansatz dargestellt.

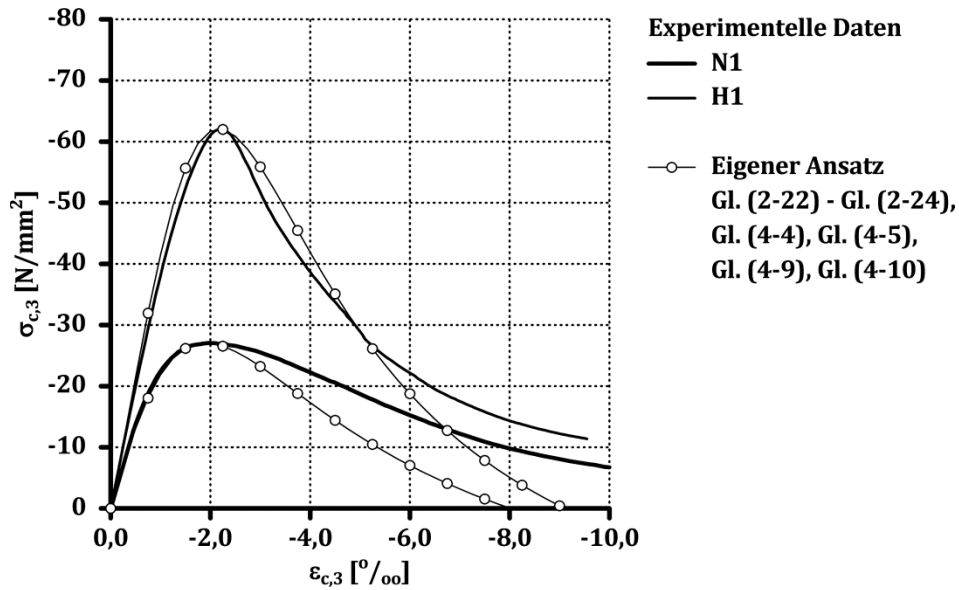


Bild H-1: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N1 und H1

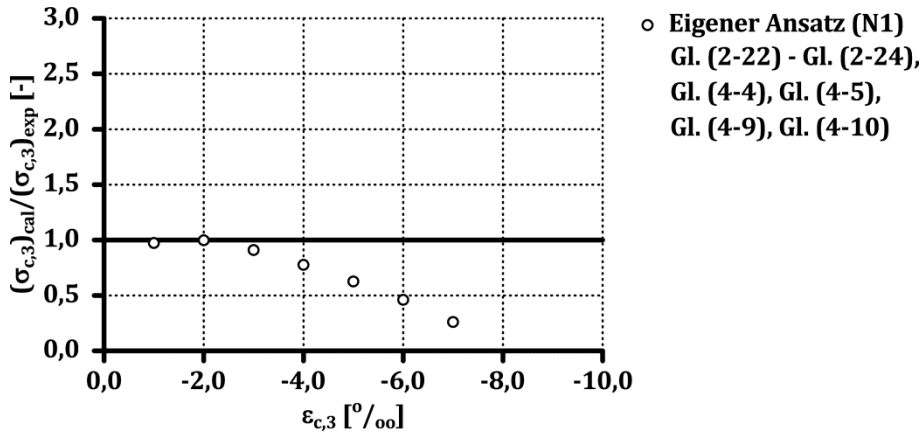


Bild H-2: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung der Serie N1

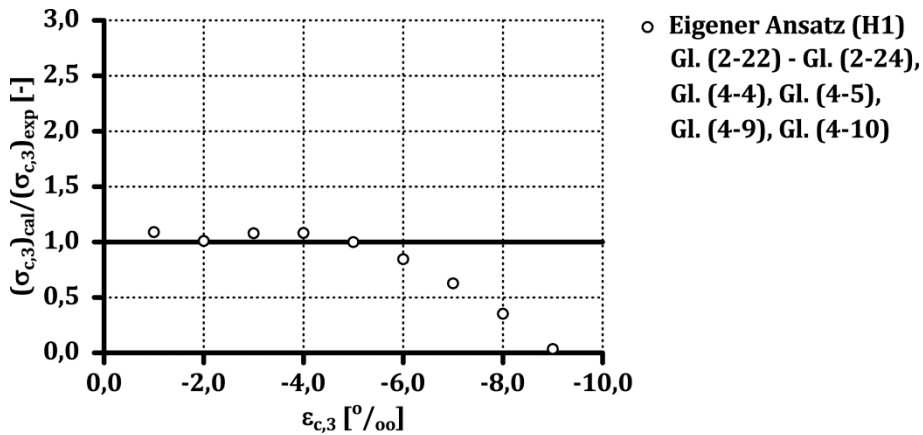


Bild H-3: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung der Serie H1

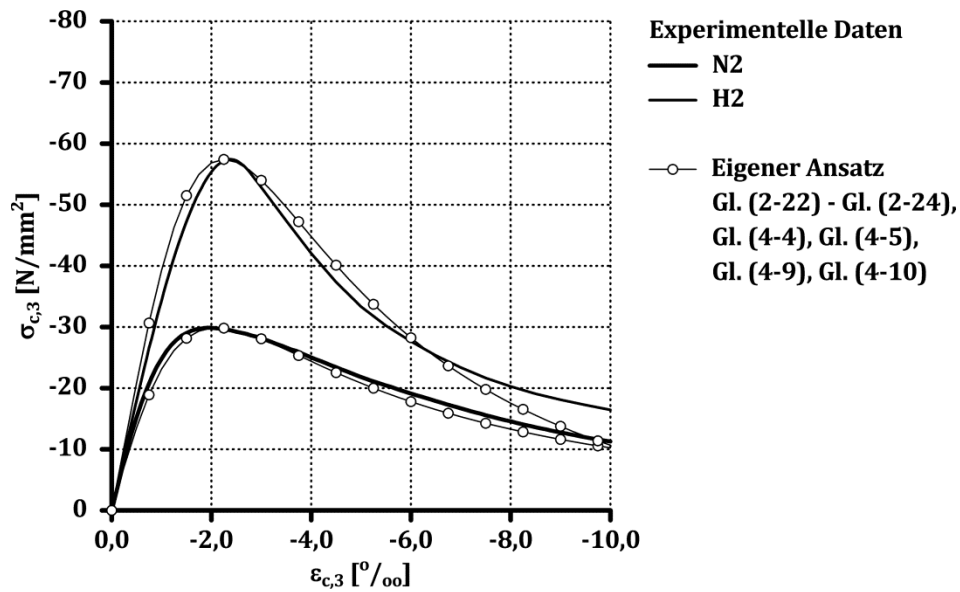


Bild H-4: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N2 und H2

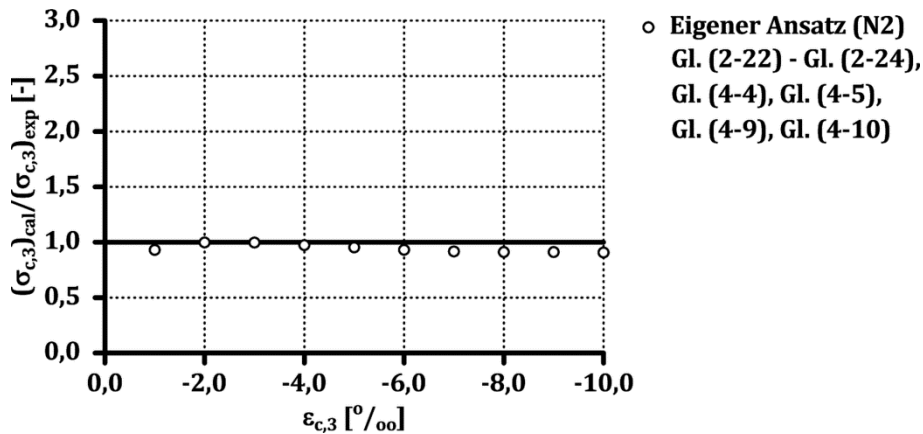


Bild H-5: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung der Serie N2

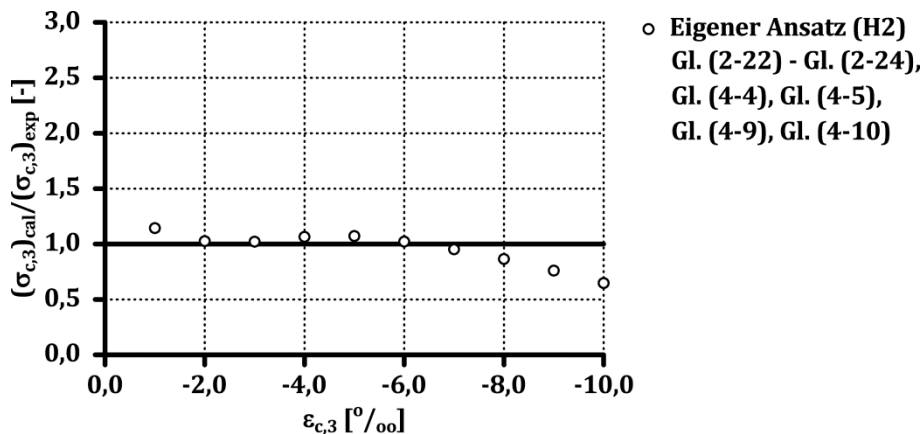


Bild H-6: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung der Serie H2

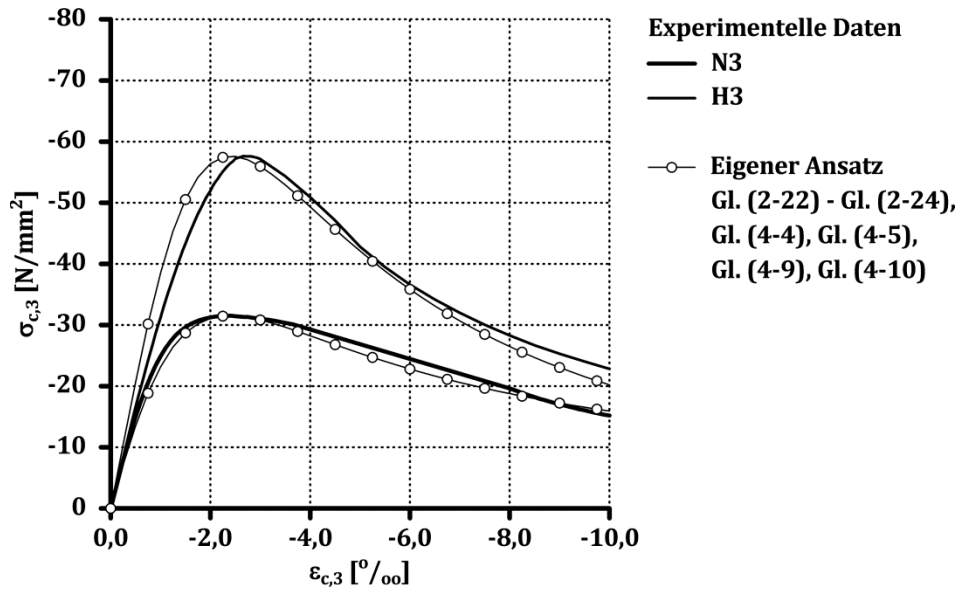


Bild H-7: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N3 und H3

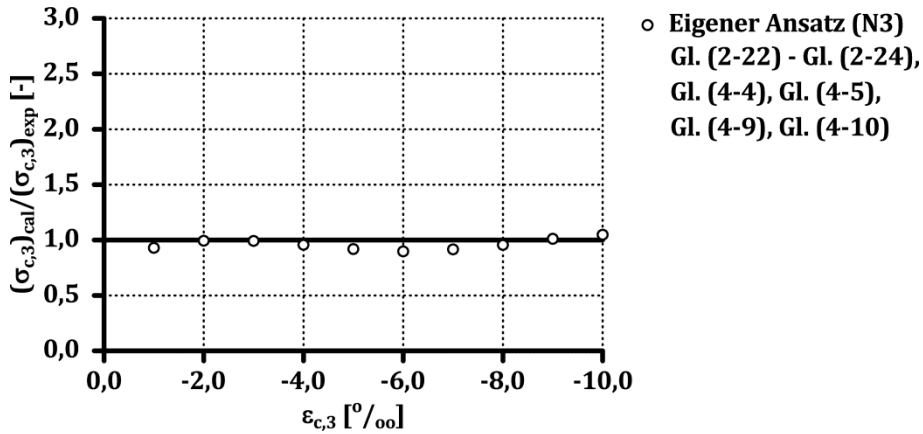


Bild H-8: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung der Serie N3

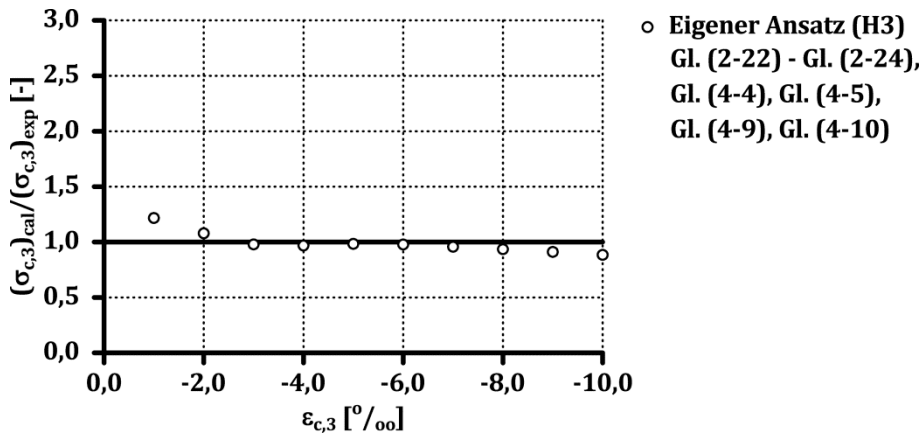


Bild H-9: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung der Serie H3

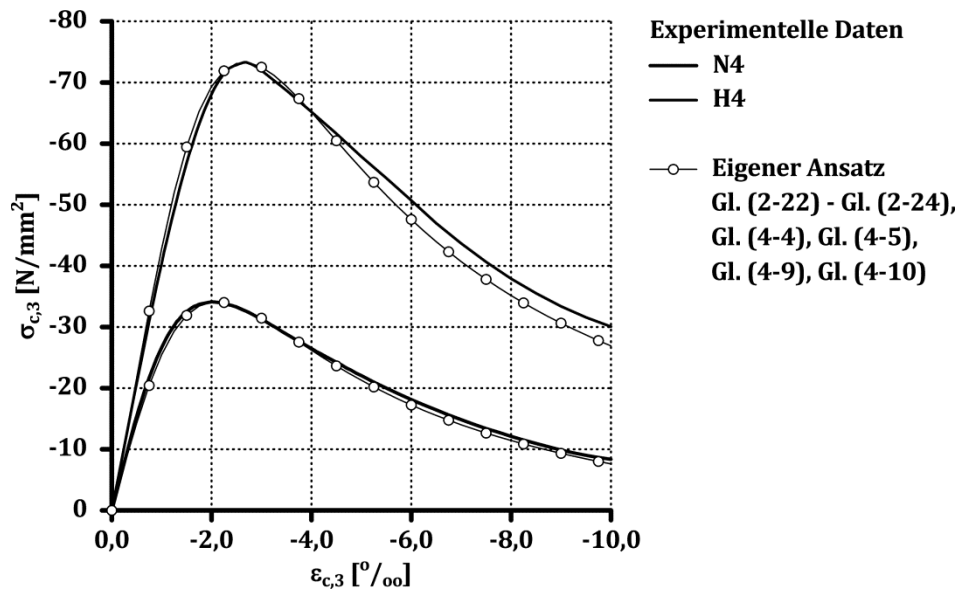


Bild H-10: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N4 und H4

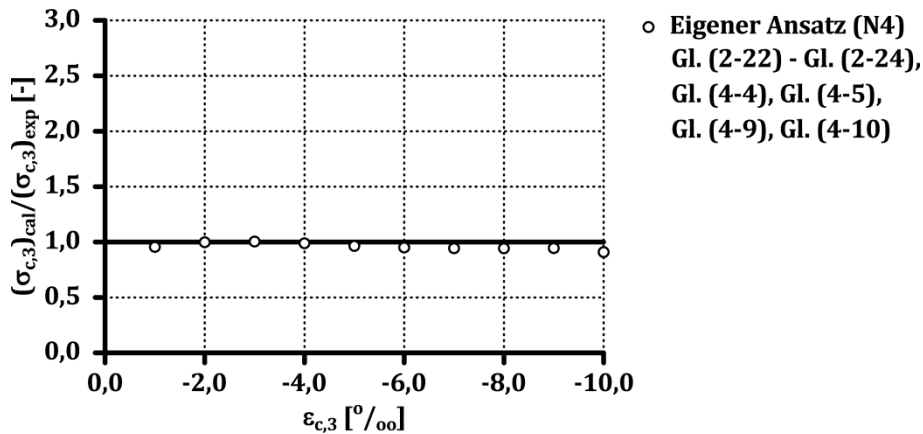


Bild H-11: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung der Serie N4

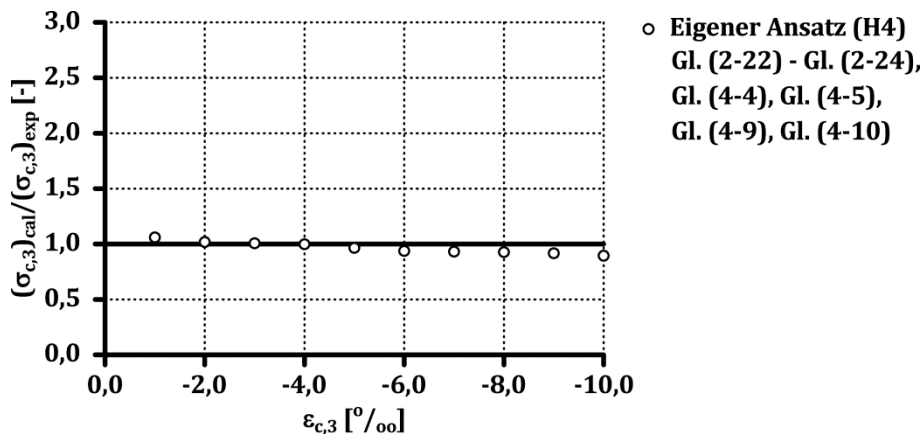


Bild H-12: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung der Serie H4

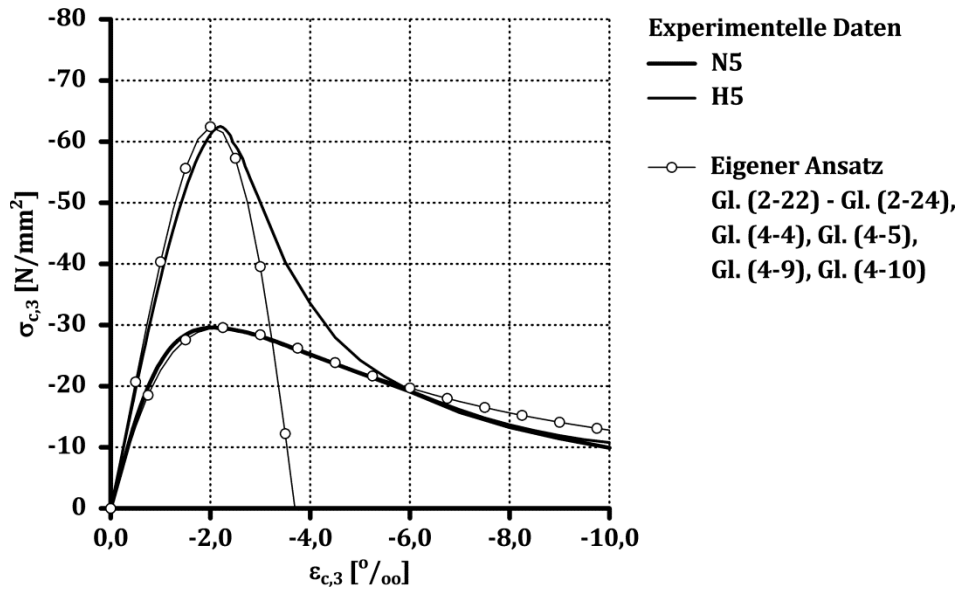


Bild H-13: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N5 und H5

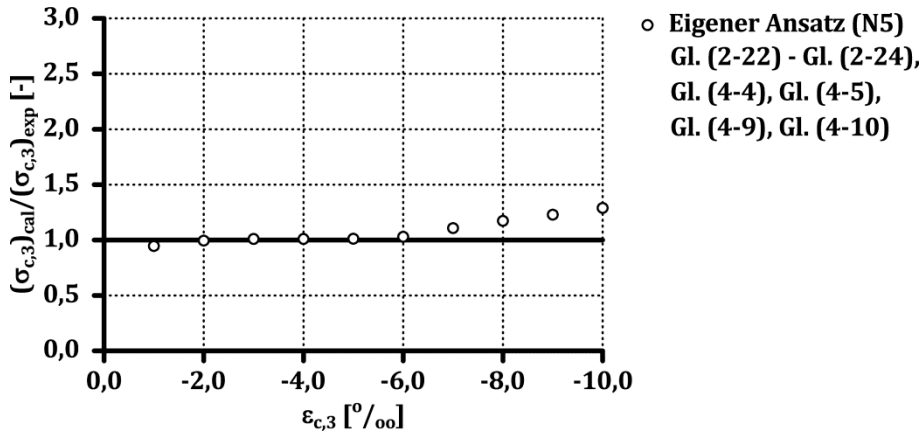


Bild H-14: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung der Serie N5

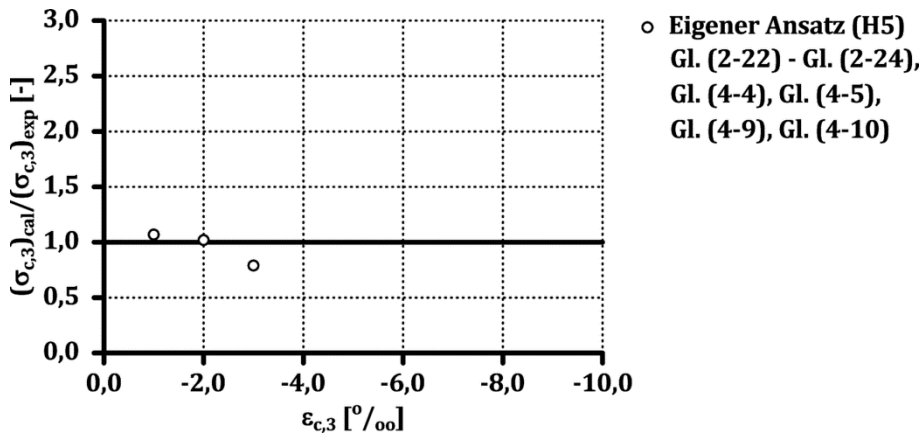


Bild H-15: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung der Serie H5

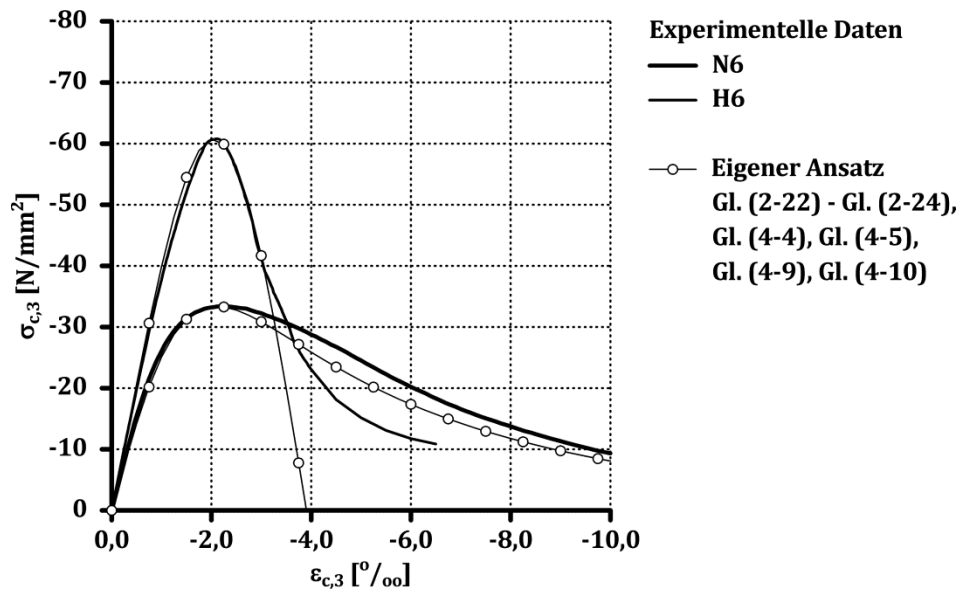


Bild H-16: Experimentell und rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N6 und H6

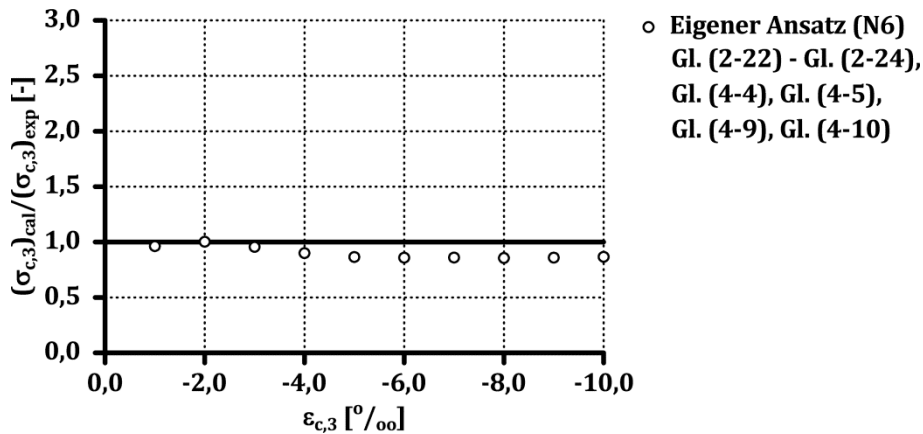


Bild H-17: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung der Serie N6

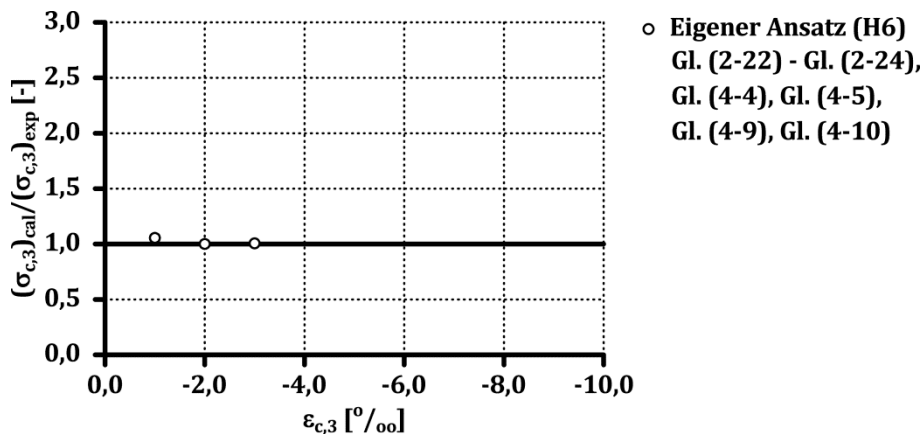


Bild H-18: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehung der Serie H6

Anhang I: Experimentelle Ergebnisse zum Querverformungsverhalten von Stahlfaserbeton

In Bild I-1 bis Bild I-12 sind der experimentell ermittelte Querverformungskoeffizient sowie der experimentell ermittelte Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Betonstauchung der Stahlfaserbetone enthalten. Des Weiteren ist die Ermittlung des Bruchquerverformungskoeffizienten sowie der rechnerisch ermittelte Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Betonstauchung gemäß dem Ansatz nach PANTAZOPOULOU & MILLES [Pan-95] unter Verwendung der in Tabelle 4-8 zusammengefassten Modellparameter dargestellt.

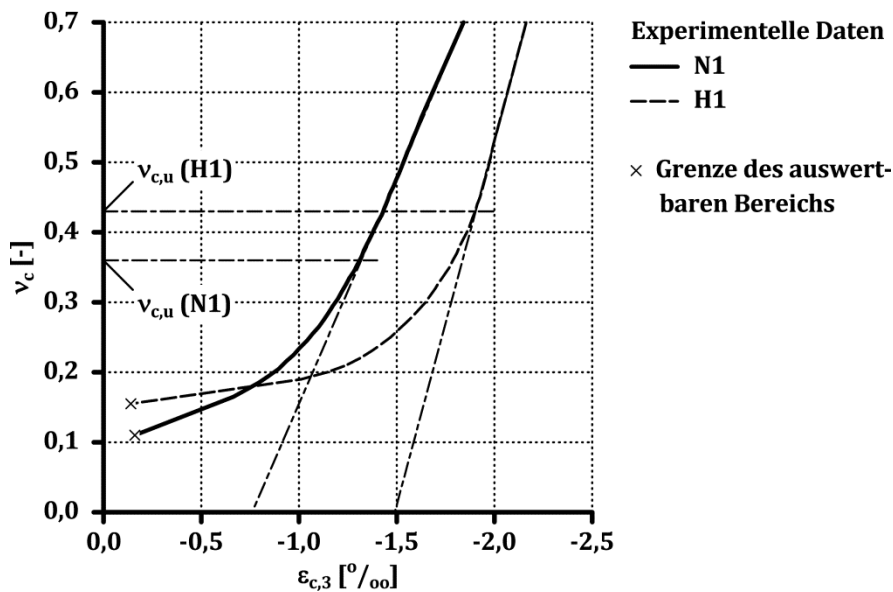


Bild I-1: Bruchquerverformungskoeffizient der Serien N1 und H1

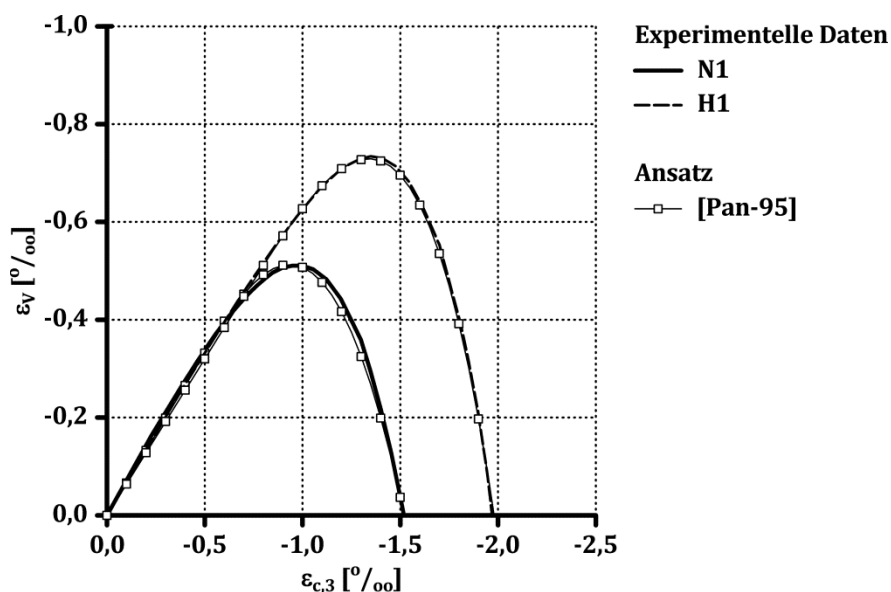


Bild I-2: Experimentell und rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Betonstauchung der Serien N1 und H1

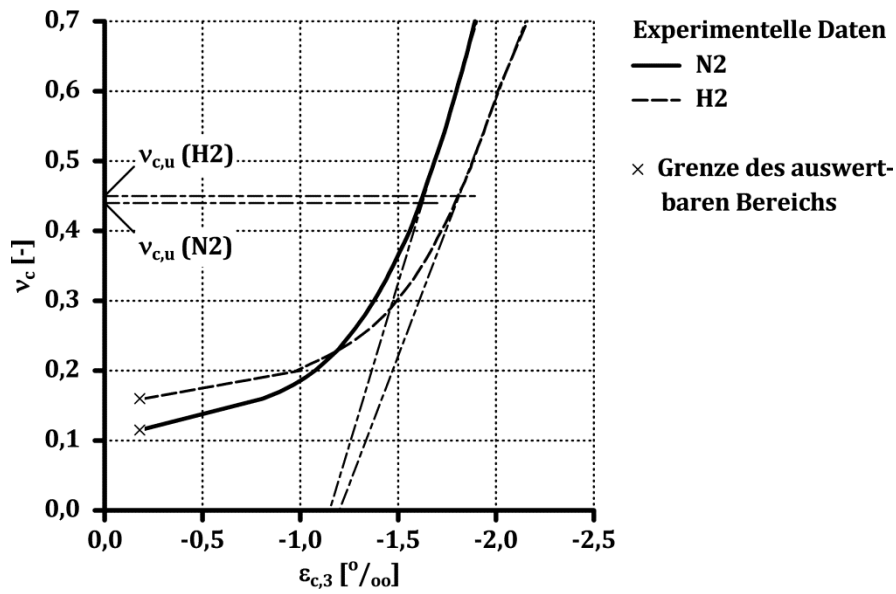


Bild I-3: Bruchquerverformungskoeffizient der Serien N2 und H2

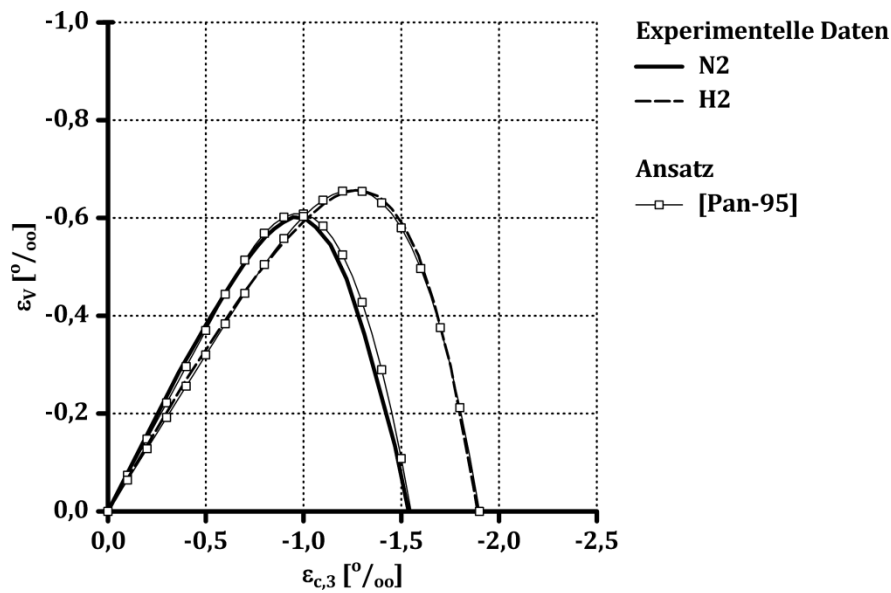


Bild I-4: Experimentell und rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Betonstauchung der Serien N2 und H2

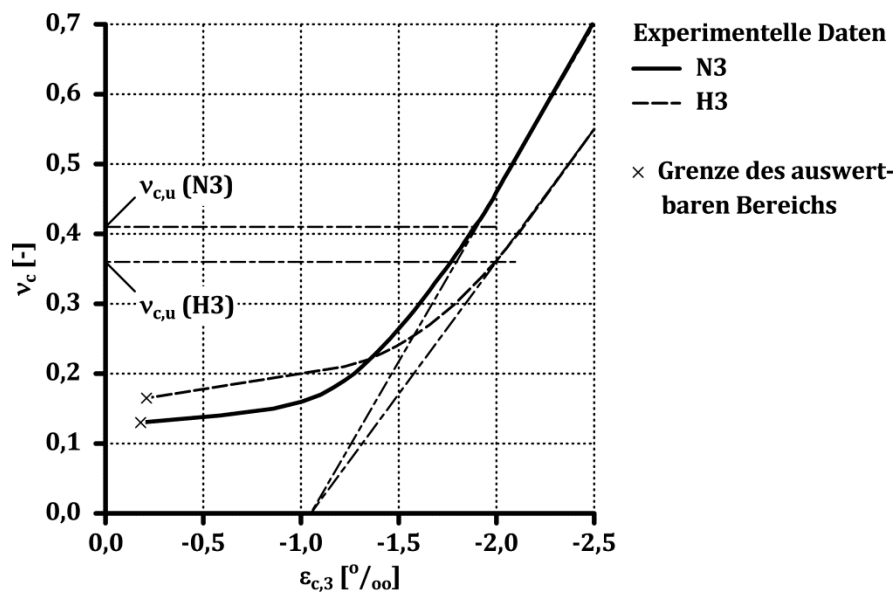


Bild I-5: Bruchquerverformungskoeffizient der Serien N3 und H3

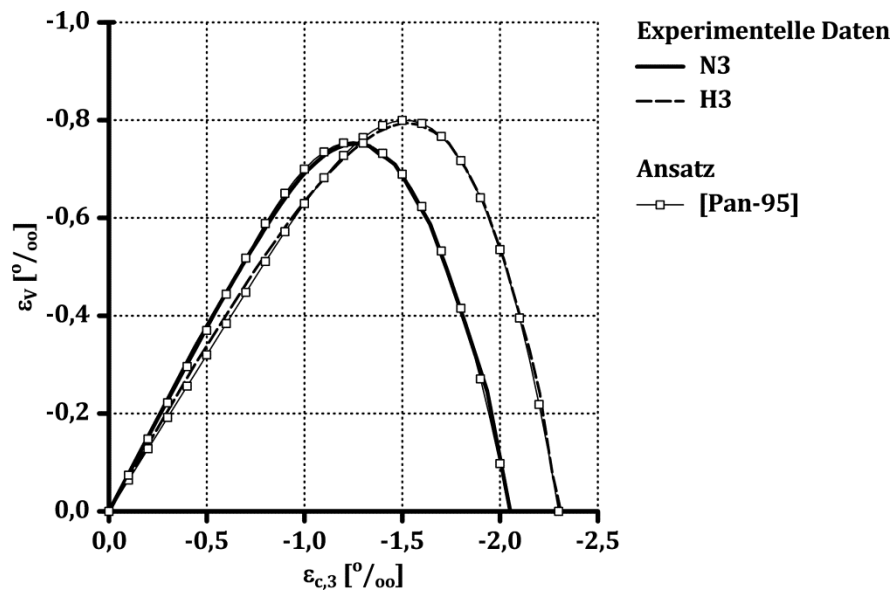


Bild I-6: Experimentell und rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Betonstauchung der Serien N3 und H3

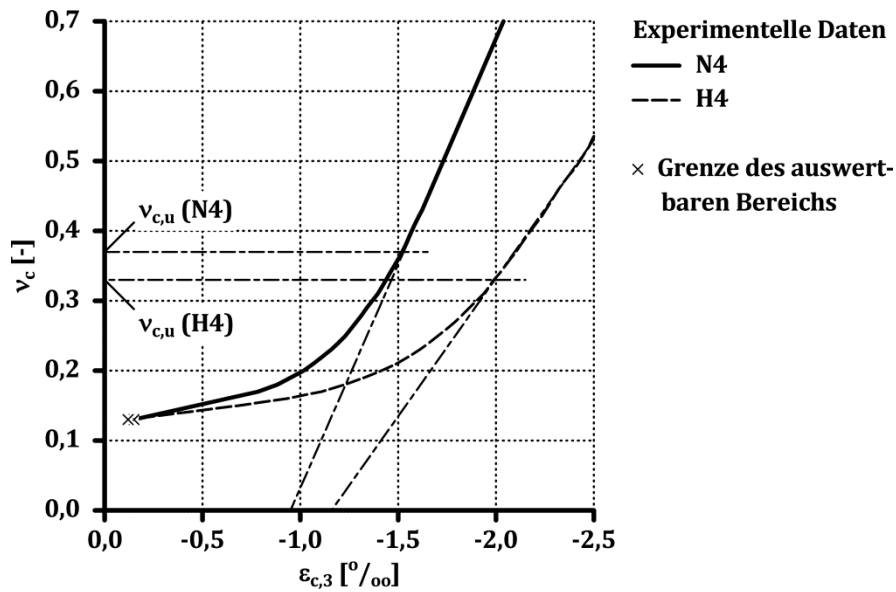


Bild I-7: Bruchquerverformungskoeffizient der Serien N4 und H4

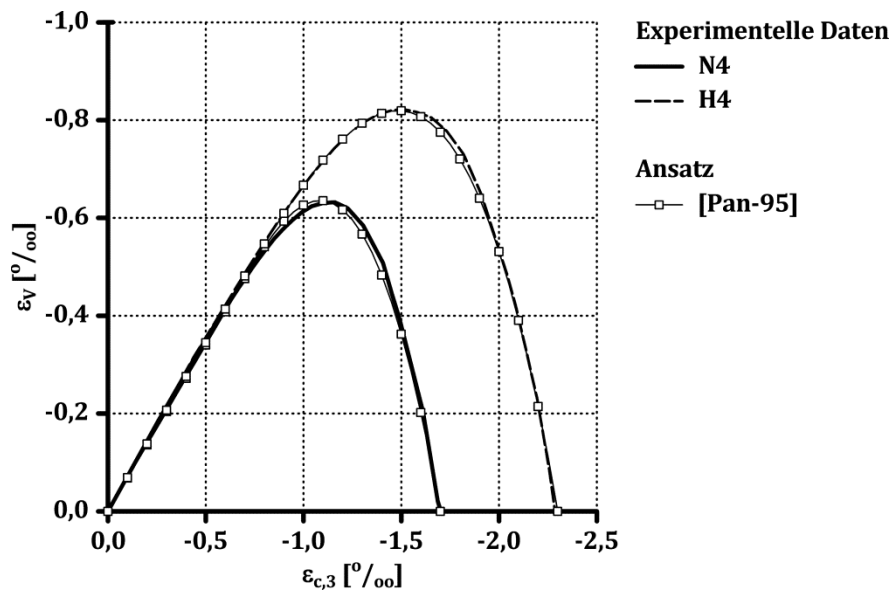


Bild I-8: Experimentell und rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Betonstauchung der Serien N4 und H4

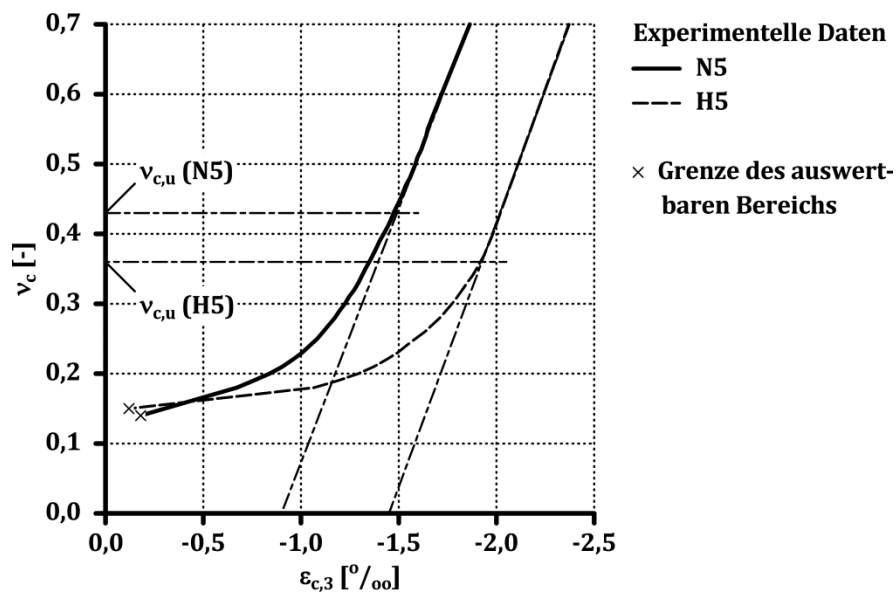


Bild I-9: Bruchquerverformungskoeffizient der Serien N5 und H5

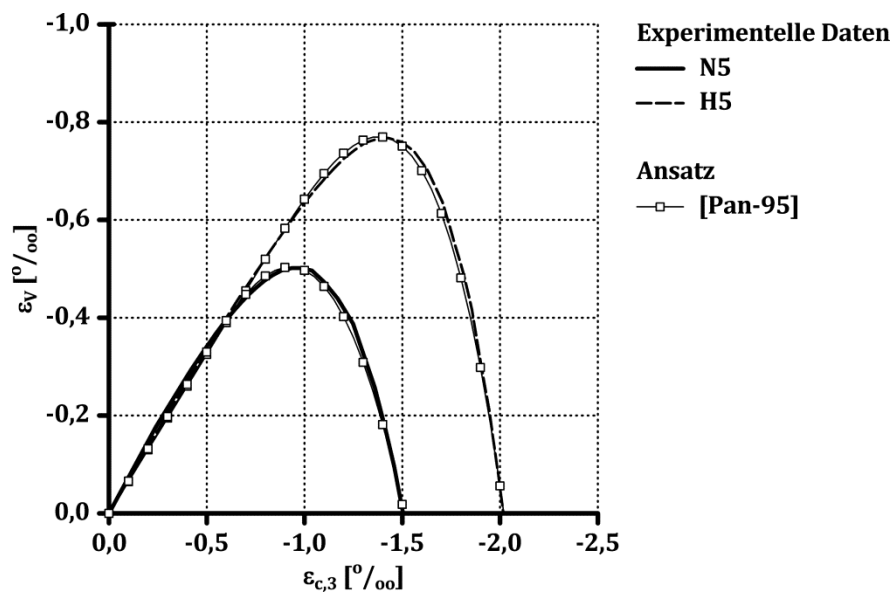


Bild I-10: Experimentell und rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Betonstauchung der Serien N5 und H5

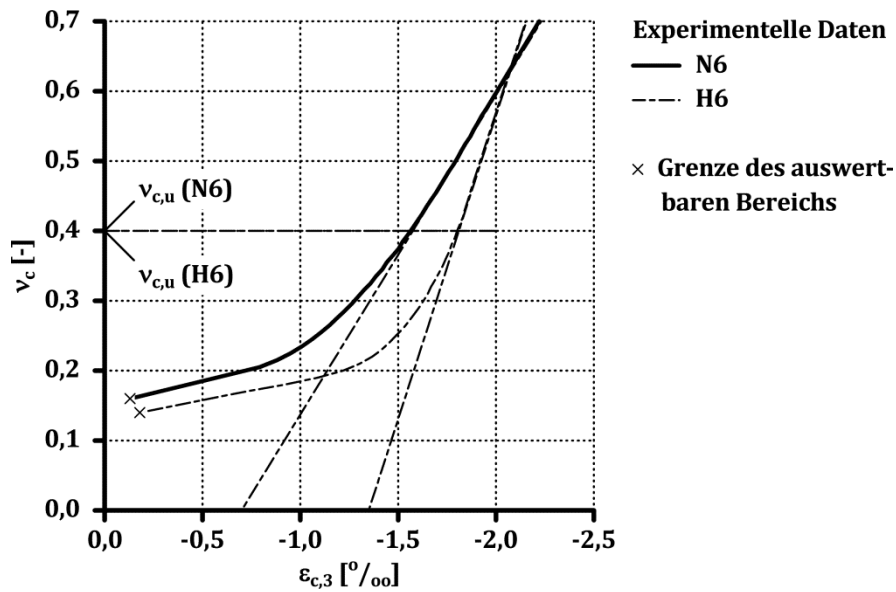


Bild I-11: Bruchquerverformungskoeffizient der Serien N6 und H6

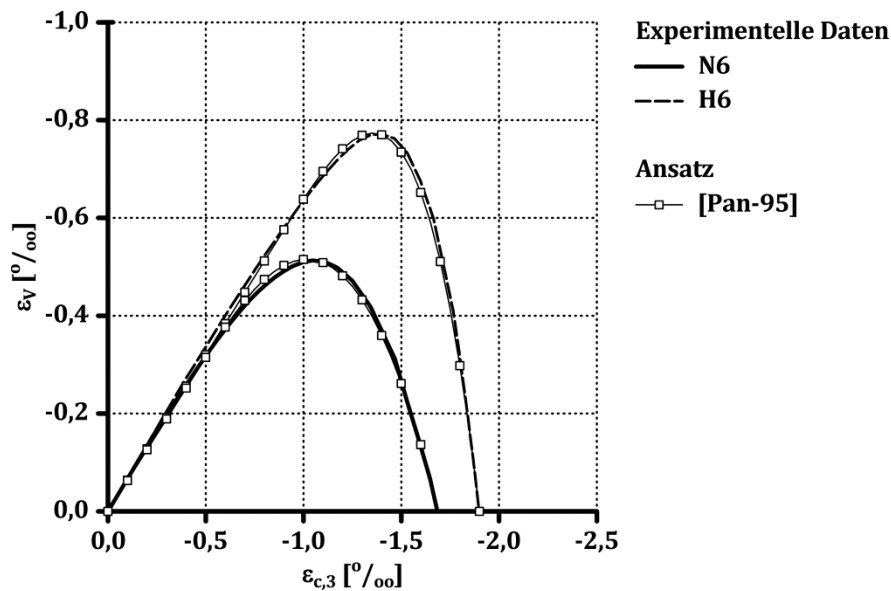


Bild I-12: Experimentell und rechnerisch ermittelter Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Betonstauchung der Serien N6 und H6

Anhang J: Experimentelle Ergebnisse zum Verhalten von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

Ermittlung der durch Querbewehrung realisierbaren Querdrukbeanspruchung

Durchmesser der Querbewehrung:	$\phi_{s,w} = 12 \text{ mm}$
Querschnittsfläche der Querbewehrung:	$A_{s,w} = 1,13 \text{ cm}^2$
Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des von Querbewehrung umschlossenen Betons:	$\sigma_{s,w,u} = 500 \text{ N/mm}^2$
Abstand der Querbewehrung:	$s_w = 5,0 \text{ cm}$
Durchmesser des von Querbewehrung umschlossenen Betonquerschnitts:	$b_c = 20 \text{ cm}$
Mittlere Querdrukbeanspruchung:	$\sigma_{c,lat} = -\frac{2 \cdot 1,13 \cdot 500}{5 \cdot 20} = -11,3 \text{ N/mm}^2$
Einaxiale Druckfestigkeit von Beton:	$f_{c,u} = -25 \text{ N/mm}^2$
Normierte Querdrukbeanspruchung:	$\sigma_{c,lat}^N = \frac{11,3}{25} = 0,452 \approx 0,5$

Im Hinblick auf die durch Querbewehrung realisierbare Querdrukbeanspruchung wird in der vorliegenden Arbeit als obere Grenze der normierten Querdrukbeanspruchung entsprechend Gl. (2-59) ein Wert von $\sigma_{c,lat}^N = 0,5$ festgelegt.

Angaben zur Erstellung der Versuchsdatenbank

In Tabelle J–1 bis Tabelle J–16 sind die im Kapitel 5 verwendeten experimentellen Ergebnisse zum Verhalten von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung tabellarisch dargestellt. Grundlage der eigenen Datenbank ist die Zusammenstellung experimenteller Ergebnisse von ROGGE [Rog-03].

Eine Umrechnung der originalen Datensätze in Abhängigkeit von der Versuchskörpergeometrie bzw. der Lagerungsart, wie in [Rog-03] dargestellt, wird nicht vorgenommen. Alle experimentellen Ergebnisse entsprechen den Originalangaben der jeweiligen Quelle.

Die in [Rog-03] enthaltene Datenbank wird um die in [Fan-11], [Lu-05], [Lu-06] [Pan-01] dargestellten experimentellen Ergebnisse erweitert. Die Datensätze entsprechen den Referenzergebnissen an Nullbeton innerhalb experimenteller Untersuchungen zum Verhalten von Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung.

In der eigenen Datenbank werden experimentelle Ergebnisse von Beton mit einer einaxialen Druckfestigkeit zwischen etwa $f_{c,u} = -25$ und -110 N/mm^2 berücksichtigt.

In [Set-93] und [Att-96] wird auf experimentelle Untersuchungen Bezug genommen, deren Bezeichnung übereinstimmen. Allerdings unterscheiden sich teilweise die Angaben des experimentellen Ergebnisses. Bei abweichenden Angaben wird der kleinere Wert in die eigene Datenbank (Tabelle J–13, Tabelle J–14) übernommen.

Tabelle J-1: Experimentelle Ergebnisse von ANSARI & LI [Ans-98]

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
HS061	–47,2	–2,0	–8,3	0,18	–79,8	–13,4
HS062	–47,2	–2,0	–16,6	0,35	–109,6	–15,6
HS101	–71,1	–2,0	–13,2	0,18	–129,4	–7,9
HS102	–71,1	–2,0	–26,3	0,37	–156,4	–12,4
HS151	–107,3	–1,9	–20,9	0,19	–192,1	–8,7
HS152	–107,3	–1,9	–41,8	0,39	–232,8	–10,6

Tabelle J-2: Experimentelle Ergebnisse von DAHL [Dah-92] (Teil 1)

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
B035-1-01	–37,4	–/–	–8,5	0,23	–74,8	–/–
B035-1-02	–37,4	–/–	–15,9	0,42	–104,8	–/–
B035-3-01	–40,4	–/–	–8,5	0,21	–77,9	–/–
B035-3-02	–40,4	–/–	–16,5	0,41	–109,3	–/–
B035-4-01	–42,1	–/–	–8,5	0,20	–82,0	–/–
B035-4-02	–42,1	–/–	–17,6	0,42	–113,1	–/–
B035-2-01	–43,0	–/–	–9,2	0,21	–81,8	–/–
B035-2-02	–43,0	–/–	–18,1	0,42	–115,1	–/–
B050-3-01	–51,5	–/–	–11,0	0,21	–103,5	–/–
B050-3-02	–51,5	–/–	–21,3	0,41	–136,5	–/–
B050-1-01	–52,2	–/–	–10,9	0,21	–100,8	–/–
B050-1-02	–52,2	–/–	–21,2	0,41	–138,6	–/–
B050-2-01	–52,7	–/–	–11,0	0,21	–95,4	–/–
B050-2-02	–52,7	–/–	–21,6	0,41	–135,6	–/–
B070-1-01	–64,1	–/–	–13,1	0,20	–129,0	–/–
B070-1-02	–64,1	–/–	–26,5	0,41	–178,2	–/–
B070-2-01	–71,7	–/–	–14,7	0,20	–135,8	–/–
B070-2-02	–71,7	–/–	–29,0	0,40	–186,3	–/–
B070-3-01	–76,7	–/–	–15,7	0,20	–148,1	–/–
B070-3-02	–76,7	–/–	–31,2	0,41	–205,2	–/–

Tabelle J-3: Experimentelle Ergebnisse von DAHL [Dah-92] (Teil 2)

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
B085-3-01	-88,4	-/-	-18,1	0,20	-173,3	-/-
B085-3-02	-88,4	-/-	-36,1	0,41	-240,6	-/-
B085-1-01	-89,5	-/-	-17,9	0,20	-174,2	-/-
B085-1-02	-89,5	-/-	-36,5	0,41	-241,7	-/-
B085-2-01	-90,4	-/-	-18,5	0,20	-179,8	-/-
B085-2-02	-90,4	-/-	-36,6	0,40	-246,6	-/-
B100-3-01	-99,8	-/-	-20,7	0,21	-219,9	-/-
B100-3-02	-99,8	-/-	-40,4	0,40	-294,4	-/-
B100-1-01	-106,2	-/-	-22,0	0,21	-225,3	-/-
B100-1-02	-106,2	-/-	-43,1	0,41	-304,1	-/-
B100-2-01	-107,1	-/-	-21,9	0,20	-228,2	-/-
B100-2-02	-107,1	-/-	-43,2	0,40	-298,9	-/-
B110-1-01	-108,8	-/-	-22,4	0,21	-232,3	-/-
B110-1-02	-108,8	-/-	-43,7	0,40	-305,8	-/-
B110-2-01	-108,8	-/-	-22,4	0,20	-224,0	-/-
B110-2-02	-108,8	-/-	-43,7	0,40	-307,0	-/-

Tabelle J-4: Experimentelle Ergebnisse von FANTILLI ET AL. [Fan-11]

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
0SC1	-26,3	-5,1	-1,0	0,04	-32,0	-7,0
0SC3	-26,3	-5,1	-3,0	0,11	-40,3	-13,5
0SC10	-26,3	-5,1	-10,0	0,26	-65,1	-24,5

Tabelle J-5: Experimentelle Ergebnisse von IMRAN & PANTAZOPOULOU [Imr-96] (Teil 1)

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
wc075-1-s	-21,2	-2,2	-1,1	0,05	-25,9	-3,6
wc075-2-s	-21,2	-2,2	-2,1	0,10	-28,5	-6,6
wc075-3-s	-21,2	-2,2	-4,2	0,20	-38,0	-16,2
wc075-4-s	-21,2	-2,2	-8,4	0,40	-55,2	-29,6
wc075-1-d	-28,6	-2,6	-1,1	0,04	-33,6	-4,7
wc075-2-d	-28,6	-2,6	-2,1	0,07	-36,4	-6,8
wc075-3-d	-28,6	-2,6	-4,2	0,15	-48,1	-13,9
wc075-4-d	-28,6	-2,6	-8,4	0,29	-65,2	-23,4
wc055-1-s	-43,1	-2,5	-2,2	0,05	-46,0	-4,3
wc055-2-s	-43,1	-2,5	-4,3	0,10	-53,5	-6,5

Tabelle J-6: Experimentelle Ergebnisse von IMRAN & PANTAZOPOULOU [Imr-96] (Teil 2)

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
wc055-3-s	-43,1	-2,5	-8,6	0,20	-73,0	-16,6
wc055-4-s	-43,1	-2,5	-17,2	0,40	-107,0	-28,1
wc0,55-1d	-47,4	-2,8	-2,2	0,05	-57,7	-4,3
wc0,55-2d	-47,4	-2,8	-4,3	0,09	-67,3	-6,9
wc0,55-3d	-47,4	-2,8	-8,6	0,18	-83,6	-14,6
wc0,55-4d	-47,4	-2,8	-17,2	0,36	-118,1	-25,3
wc0,40-1s	-64,7	-3,0	-3,2	0,05	-80,9	-4,6
wc-040-2s	-64,7	-3,0	-6,4	0,10	-96,8	-6,1
wc-040-3s	-64,7	-3,0	-12,8	0,20	-113,5	-11,3
wc-040-4s	-64,7	-3,0	-25,6	0,40	-153,9	-22,4
wc-040-1d	-73,4	-3,3	-3,2	0,04	-96,1	-5,0
wc-040-2d	-73,4	-3,3	-6,4	0,09	-108,7	-6,5
wc-040-3d	-73,4	-3,3	-12,8	0,17	-125,6	-10,5
wc-040-4d	-73,4	-3,3	-25,6	0,35	-168,6	-20,3

Tabelle J-7: Experimentelle Ergebnisse von LU [Lu-05], LU & HSU [Lu-06]

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
HSCT13,5	-67,0	-1,0	-3,5	0,05	-84,7	-2,2
HSCT17	-67,0	-1,0	-7,0	0,10	-99,0	-3,6
HSCT114	-67,0	-1,0	-14,0	0,21	-130,7	-5,2
HSCT214-1	-67,0	-1,0	-14,0	0,21	-132,7	-4,7
HSCT214-2	-67,0	-1,0	-14,0	0,21	-134,9	-5,9
HSCT214-3	-67,0	-1,0	-14,0	0,21	-135,5	-5,4
HSCT121	-67,0	-1,0	-21,0	0,31	-154,0	-5,7
HSCT221-1	-67,0	-1,0	-21,0	0,31	-157,1	-6,7
HSCT221-2	-67,0	-1,0	-21,0	0,31	-161,2	-7,8
HSCT128	-67,0	-1,0	-28,0	0,42	-180,2	-8,7
HSCT228	-67,0	-1,0	-28,0	0,42	-179,9	-8,9

Tabelle J-8: Experimentelle Ergebnisse von PANTAZOPOULOU & ZANGANEH [Pan-01]

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
Batch1-1s	-56,1	-4,0	-11,2	0,20	-104,7	-14,8
Batch1-2s	-56,1	-4,0	-22,4	0,40	-125,1	-29,6
Batch1-1d	-65,8	-4,7	-13,2	0,20	-106,8	-13,3
Batch1-2d	-65,8	-4,7	-26,3	0,40	-148,9	-25,4

Tabelle J-9: Experimentelle Ergebnisse von ROGGE [Rog-03] (Teil 1)

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
501	-41,4	-/-	-11,0	0,26	-89,3	-/-
502	-41,4	-/-	-11,8	0,28	-96,7	-/-
601	-48,2	-/-	-8,3	0,17	-85,1	-/-
602	-48,2	-/-	-8,2	0,17	-84,6	-/-
603	-48,2	-/-	-18,0	0,37	-121,9	-/-
604	-48,2	-/-	-18,0	0,37	-122,1	-/-
606	-48,2	-/-	-23,2	0,48	-140,5	-/-
608	-48,2	-/-	-5,3	0,11	-74,7	-/-
1503	-48,8	-2,2	-21,8	0,45	-147,8	-20,8
1504	-48,8	-2,2	-19,9	0,41	-134,9	-20,1
1507	-48,8	-2,2	-3,1	0,06	-68,4	-4,0
1508	-48,8	-2,2	-3,1	0,06	-69,0	-4,1
1511	-48,8	-2,2	-21,2	0,43	-142,7	-23,6
1512	-48,8	-2,2	-21,2	0,43	-144,4	-19,4
903	-48,9	-2,2	-24,4	0,50	-151,8	-23,8
904	-48,9	-2,2	-24,5	0,50	-149,4	-22,4
907	-48,9	-2,3	-14,3	0,29	-114,9	-13,0
908	-48,9	-2,3	-13,9	0,28	-113,0	-12,9
1401	-51,4	-/-	-6,7	0,13	-91,3	-/-
1402	-51,4	-/-	-10,3	0,20	-105,0	-/-
1403	-51,4	-/-	-12,3	0,24	-111,3	-/-
1405	-51,4	-/-	-20,5	0,40	-146,5	-/-
1406	-51,4	-/-	-9,9	0,19	-100,7	-/-
1407	-51,4	-/-	-19,7	0,38	-144,7	-/-
1408	-51,4	-/-	-19,7	0,38	-142,2	-/-
1001	-67,4	-/-	-12,9	0,19	-132,0	-/-
1002	-67,4	-/-	-12,8	0,19	-129,9	-/-
1003	-67,4	-/-	-18,8	0,28	-152,8	-/-
1004	-67,4	-/-	-19,0	0,28	-154,6	-/-
1005	-67,4	-/-	-8,6	0,13	-116,7	-/-
1006	-67,4	-/-	-8,6	0,13	-116,9	-/-
1101	-76,2	-2,5	-22,4	0,29	-176,6	-14,2
1102	-76,2	-2,5	-23,4	0,31	-181,8	-14,1
1105	-76,2	-2,5	-22,4	0,29	-181,0	-12,3

Tabelle J-10: Experimentelle Ergebnisse von ROGGE [Rog-03] (Teil 2)

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
1106	-76,2	-2,5	-21,9	0,29	-177,1	-13,6
1107	-76,2	-2,5	-5,7	0,07	-118,0	-5,1
1108	-76,2	-2,5	-5,6	0,07	-115,2	-4,8
1111	-76,2	-2,5	-21,2	0,28	-171,9	-11,3
1112	-76,2	-2,5	-20,8	0,27	-169,2	-12,0
1201	-81,3	-2,9	-21,5	0,26	-185,2	-13,1
1202	-81,3	-2,9	-21,7	0,27	-184,9	-12,9
1205	-81,3	-2,9	-19,7	0,24	-174,5	-11,1
1206	-81,3	-2,9	-19,7	0,24	-174,9	-13,1
1207	-81,3	-2,9	-12,2	0,15	-149,3	-8,5
1208	-81,3	-2,9	-12,3	0,15	-146,6	-8,5
701	-87,6	-2,6	-6,0	0,07	-124,6	-5,2
705	-87,6	-2,6	-10,5	0,12	-143,1	-6,5
706	-87,6	-2,6	-6,1	0,07	-125,6	-4,9
707	-87,6	-2,6	-16,6	0,19	-167,7	-9,2
801	-88,1	-/-	-17,0	0,19	-172,0	-/-
802	-88,1	-/-	-16,7	0,19	-169,5	-/-
803	-88,1	-/-	-5,7	0,07	-118,5	-/-
805	-88,1	-/-	-19,7	0,22	-176,3	-/-
806	-88,1	-/-	-19,8	0,22	-179,1	-/-
807	-88,1	-/-	-9,9	0,11	-137,8	-/-
808	-88,1	-/-	-9,8	0,11	-138,9	-/-
303	-91,7	-/-	-18,7	0,20	-190,4	-/-
408	-94,0	-/-	-17,8	0,19	-181,4	-/-
402	-94,0	-/-	-18,0	0,19	-184,0	-/-
1301	-95,8	-/-	-19,8	0,21	-197,9	-/-
1302	-95,8	-/-	-19,8	0,21	-194,3	-/-
1303	-95,8	-/-	-12,3	0,13	-165,0	-/-
1304	-95,8	-/-	-12,3	0,13	-164,5	-/-
1305	-95,8	-/-	-12,5	0,13	-168,4	-/-
1306	-95,8	-/-	-9,9	0,10	-159,2	-/-
1307	-95,8	-/-	-0,7	0,01	-98,4	-/-
201	-97,0	-/-	-11,2	0,12	-157,3	-/-
202	-97,0	-/-	-11,4	0,12	-151,3	-/-

Tabelle J-11: Experimentelle Ergebnisse von ROGGE [Rog-03] (Teil 3)

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
203	-97,0	-/-	-12,4	0,13	-168,0	-/-
205	-97,0	-/-	-12,6	0,13	-169,9	-/-
206	-97,0	-/-	-14,6	0,15	-174,3	-/-
204	-97,0	-/-	-14,7	0,15	-169,0	-/-
1603	-98,6	-2,6	-19,9	0,20	-201,7	-8,7
1604	-98,6	-2,6	-19,4	0,20	-198,0	-8,5
1608	-98,6	-2,6	-19,7	0,20	-202,3	-10,3
1611	-98,6	-2,4	-18,6	0,19	-188,7	-8,1
1612	-98,6	-2,4	-18,8	0,19	-190,4	-8,0

Tabelle J-12: Experimentelle Ergebnisse von SCHICKERT & WINKLER [Sch-77]

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
T-9a-0,75	-34,0	-/-	-5,9	0,17	-65,0	-/-
T-3b-1,0	-34,0	-/-	-7,9	0,23	-86,2	-/-
T-8a-1,0	-34,0	-/-	-9,4	0,28	-85,2	-/-
T-9a-1,0	-34,0	-/-	-9,8	0,29	-82,5	-/-
T-4a-1,25	-34,0	-/-	-15,9	0,35	-94,6	-/-
T-5b-1,0	-34,0	-/-	-11,8	0,47	-78,0	-/-

Tabelle J-13: Experimentelle Ergebnisse von SETUNGE ET AL. [Set-93], ATTARD & SETUNGE [Att-96] (Teil 1)

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
EH1	-60,0	-2,1	-1,0	0,02	-67,0	-2,7
EH2	-60,0	-2,1	-5,0	0,08	-98,0	-4,8
EH3	-60,0	-2,1	-10,0	0,17	-122,0	-7,6
EH4	-60,0	-2,1	-15,0	0,25	-145,0	-9,9
DH1(28)	-96,0	-/-	-5,0	0,05	-117,0	-/-
DH 2(28)	-96,0	-/-	-10,0	0,10	-144,0	-/-
DH 3(28)	-96,0	-/-	-15,0	0,16	-151,0	-/-
CH1(28)	-96,0	-/-	-5,0	0,05	-125,0	-/-
CH 2(28)	-96,0	-/-	-10,0	0,10	-147,0	-/-
CH3(28)	-96,0	-/-	-15,0	0,16	-163,0	-/-
DH1	-98,0	-2,8	-1,0	0,05	-119,0	-3,7
DH 2	-98,0	-2,8	-10,0	0,10	-147,0	-5,2

Tabelle J-14: Experimentelle Ergebnisse von SETUNGE ET AL. [Set-93], ATTARD & SETUNGE [Att-96] (Teil 2)

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
DH 3	-98,0	-2,8	-15,0	0,16	-157,0	-5,3
DR1	-99,0	-2,7	-1,0	0,01	-106,0	-3,1
DR2	-99,0	-2,7	-5,0	0,05	-119,0	-3,6
DR3	-99,0	-2,7	-10,0	0,10	-144,0	-4,7
DR4	-99,0	-2,7	-15,0	0,15	-163,0	-5,8
CH1	-100,0	-2,6	-5,0	0,05	-127,0	-3,9
CH2	-100,0	-2,6	-10,0	0,10	-153,0	-5,2
CH3	-100,0	-2,6	-15,0	0,15	-169,0	-7,5
BH1(28)	-102,0	-/-	-5,0	0,05	-145,0	-/-
BH2(28)	-102,0	-/-	-10,0	0,10	-158,0	-/-
BH3(28)	-102,0	-/-	-15,0	0,15	-175,0	-/-
AH1(28)	-108,0	-/-	-5,0	0,05	-144,0	-/-
AH2(28)	-108,0	-/-	-10,0	0,09	-172,0	-/-
AH3(28)	-108,0	-/-	-15,0	0,14	-194,0	-/-
BH1	-110,0	-2,8	-5,0	0,05	-153,0	-4,1
BH2	-110,0	-2,8	-10,0	0,09	-164,0	-5,5
BH3	-110,0	-2,8	-15,0	0,14	-185,0	-5,9
CR1	-110,0	-2,8	-5,0	0,05	-150,0	-3,5
CR2	-110,0	-2,8	-10,0	0,09	-173,0	-4,4
CR3	-110,0	-2,8	-15,0	0,14	-192,0	-6,0

Tabelle J-15: Experimentelle Ergebnisse von XIE ET AL. [Xie-95] (Teil 1)

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
A1	-60,2	-3,6	-2,3	0,04	-80,6	-5,4
A2	-60,2	-3,6	-5,3	0,09	-97,6	-7,2
A3	-60,2	-3,6	-8,3	0,14	-107,6	-9,6
A5	-60,2	-3,6	-20,3	0,34	-156,9	-21,2
A6	-60,2	-3,6	-29,3	0,49	-193,2	-23,3
A7	-60,2	-3,6	-23,3	0,39	-172,1	-20,7
A8	-60,2	-3,6	-11,3	0,19	-121,6	-10,9
A9	-60,2	-3,6	-14,3	0,24	-136,8	-13,1
B1	-92,2	-4,1	-3,8	0,04	-129,4	-5,9
B2	-92,2	-4,1	-8,3	0,09	-155,6	-8,0
B3	-92,2	-4,1	-12,8	0,14	-181,2	-10,3
B4	-92,2	-4,1	-17,3	0,19	-194,3	-11,5

Tabelle J-16: Experimentelle Ergebnisse von XIE ET AL. [Xie-95] (Teil 2)

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}$ [‰]
B5	−92,2	−4,1	−21,9	0,24	−208,7	−13,0
B6	−92,2	−4,1	−26,3	0,29	−234,6	−15,7
B7	−92,2	−4,1	−16,5	0,18	−199,8	−11,6
B8	−92,2	−4,1	−35,5	0,39	−261,1	−19,6
B9	−92,2	−4,1	−44,4	0,48	−293,5	−24,6

Anhang K: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton

In Bild K-1 bis Bild K-5 ist der Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton dargestellt.

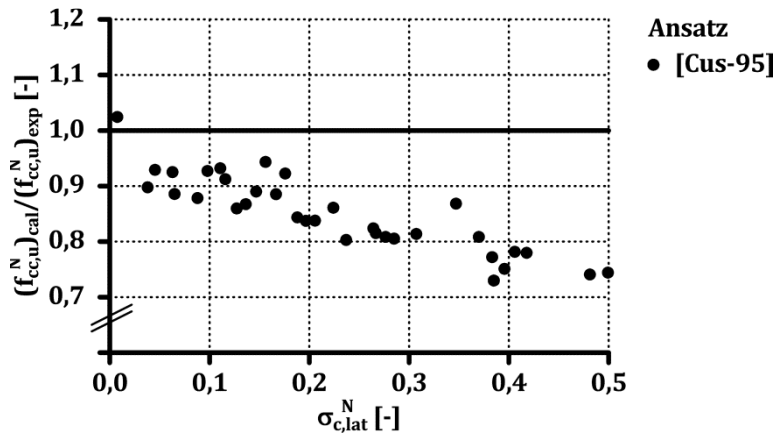


Bild K-1: Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton gemäß dem Ansatz nach CUSSON & PAULTRE [Cus-95]

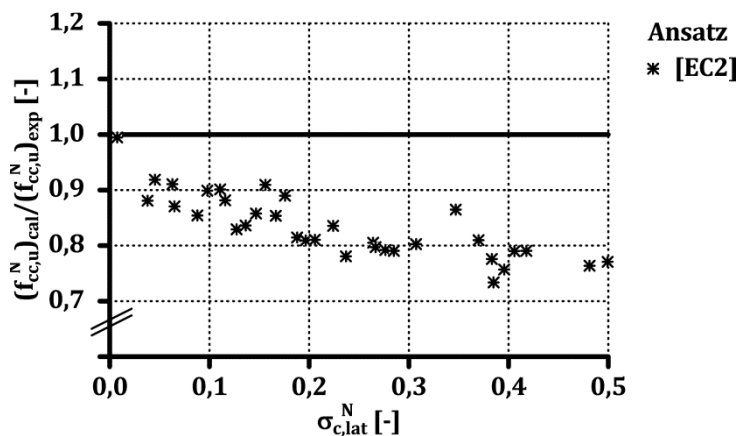


Bild K-2: Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton gemäß dem Ansatz nach DIN EN 1992-1-1 [EC2]

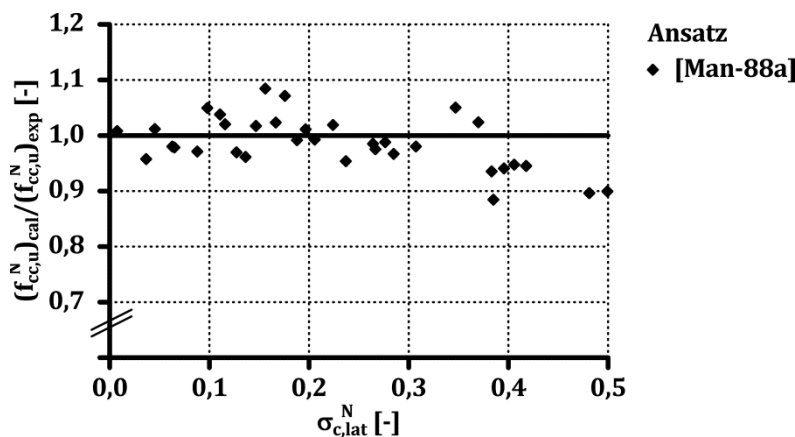


Bild K-3: Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton gemäß dem Ansatz nach MANDER ET AL. [Man-88a]

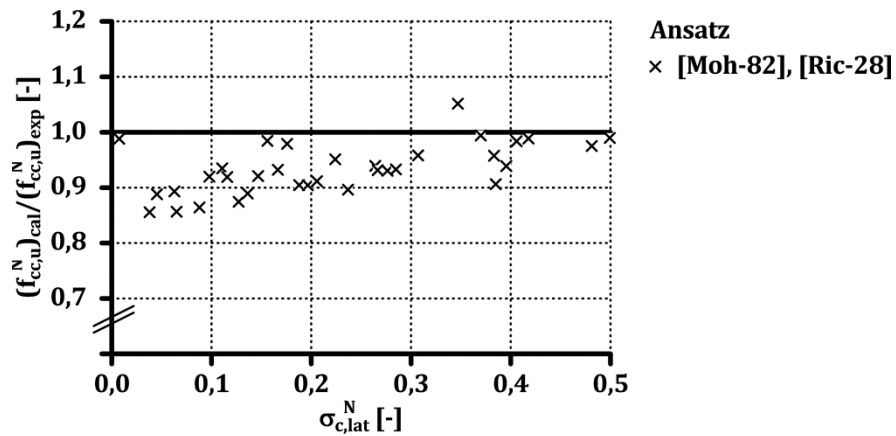


Bild K-4: Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton gemäß dem Ansatz nach MOHR & COULOMB [Moh-82], RICHART ET AL. [Ric-28]

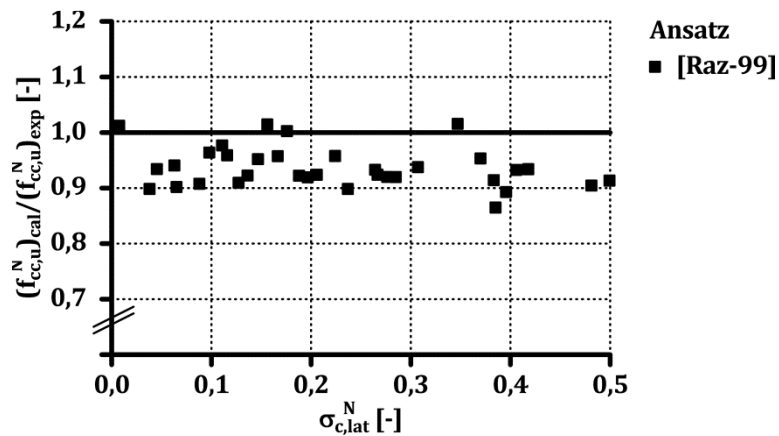


Bild K-5: Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Beton gemäß dem Ansatz nach RAZVI & SAATCIOGIU [Raz-99]

Anhang L: Experimentelle Ergebnisse zum Verhalten von Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

Da sich durch die Stahlfasern die einaxialen Materialkennwerte von Beton erhöhen (Kapitel 2.3.2), werden die mehraxialen Materialkennwerte des Stahlfaserbetons bei der Auswertung auf die einaxialen Materialkennwerte des Nullbetons entsprechend Gl. (L-1) bzw. Gl. (L-2) bezogen.

$$f_{cc,u}^{f,N} = \frac{f_{cc,u}^f}{f_{c,u}} \quad \text{Gl. (L-1)}$$

$$\varepsilon_{cc,u}^{f,N} = \frac{\varepsilon_{cc,u}^f}{\varepsilon_{c,u}} \quad \text{Gl. (L-2)}$$

Eine Normierung auf die einaxialen Materialkennwerte des Stahlfaserbetons führt zu geringeren mehraxialen Materialkennwerten von Stahlfaserbeton.

Gemäß der eigenen Literaturrecherche sind die im Folgenden dargestellten die einzigen experimentellen Ergebnisse zum Verhalten von Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung, die in der deutsch- und englischsprachigen Fachliteratur dokumentiert sind.

In Tabelle L-1 bis Tabelle L-6 sind die in Kapitel 6 dargestellten experimentellen Ergebnisse zum Verhalten von Stahlfaserbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung zusammengefasst. In den Tabellen sind, sofern in der jeweiligen Quelle angegeben, die einaxialen Materialkennwerte des Stahlfaserbetons in Klammern enthalten.

In [Bab-12] sind keine Angaben zur einaxialen Druckfestigkeit des Nullbetons dargestellt. Um diesen Datensatz für die weitere Auswertung zu nutzen, wird die einaxiale Druckfestigkeit des Stahlfaserbetons um 5 % reduziert (Tabelle L-1).

Tabelle L-1: Experimentelle Ergebnisse von BABANAJAD ET AL. [Bab-12]

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}^f$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}^f$ [‰]
SF5-1	-82,8 (-87,1)	(-3,8)	-5,0	0,06	-119,1	-4,8
SF5-2	-82,8 (-87,1)	(-3,8)	-5,0	0,06	-126,4	-5,0
SF15-1	-82,8 (-87,1)	(-3,8)	-15,0	0,18	-149,6	-6,1
SF15-2	-82,8 (-87,1)	(-3,8)	-15,0	0,18	-145,2	-5,4
SF21,5-1	-82,8 (-87,1)	(-3,8)	-21,5	0,26	-159,8	-6,4
SF21,5-2	-82,8 (-87,1)	(-3,8)	-21,5	0,26	-160,4	-6,5
MK5-1	-90,7 (-95,1)	(-5,2)	-5,0	0,05	-106,5	-4,9
MK5-2	-90,7 (-95,1)	(-5,2)	-5,0	0,05	-113,2	-5,1
MK15-1	-90,7 (-95,1)	(-5,2)	-15,0	0,17	-147,4	-6,1
MK15-2	-90,7 (-95,1)	(-5,2)	-15,0	0,17	-149,9	-6,7
MK21,5-1	-90,7 (-95,1)	(-5,2)	-21,5	0,24	-157,1	-7,0
MK21,5-2	-90,7 (-95,1)	(-5,2)	-21,5	0,24	-164,8	-7,3

Tabelle L-2: Experimentelle Ergebnisse von CHERN ET AL. [Che-92]

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}^f$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}^f$ [‰]
CTC1	-20,5	-/-	-10,0	0,49	-70,7	-/-
CTC2	-20,5	-/-	-10,0	0,49	-72,8	-/-

Tabelle L-3: Experimentelle Ergebnisse von CURBACH & SPECK [Cur-02]

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}^f$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}^f$ [‰]
Ib - DDD	-57,7	-/-	-5,0	0,09	-100,6	-2,6
IIb - DDD	-82,4	-/-	-6,4	0,08	-128,4	-3,0
IIIb - DDD	-94,8	-/-	-7,4	0,08	-148,1	-3,6

Tabelle L-4: Experimentelle Ergebnisse von FANTILLI ET AL. [Fan-11]

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}^f$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}^f$ [‰]
35SC1	-26,3 (-34,5)	-5,1 (-6,1)	-1,0	0,04	-37,3	-6,3
35SC3	-26,3 (-34,5)	-5,1 (-6,1)	-3,0	0,11	-42,5	-12,5
35SC10	-26,3 (-34,5)	-5,1 (-6,1)	-10,0	0,38	-67,8	-32,6
70SC1	-26,3 (-21,8)	-5,1 (-3,5)	-1,0	0,04	-29,5	-10,9
70SC3	-26,3 (-21,8)	-5,1 (-3,5)	-3,0	0,11	-38,4	-20,7
70SC10	-26,3 (-21,8)	-5,1 (-3,5)	-10,0	0,38	-64,9	-33,9

Tabelle L-5: Experimentelle Ergebnisse von LU [Lu-05], LU & HSU [Lu-06] (Teil 1)

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}^f$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}^f$ [‰]
SFHSCT27	−67,0 (−69,0)	−1,0 (−1,4)	−7,0	0,10	−105,2	−3,5
SFHSCT214-1	−67,0 (−69,0)	−1,0 (−1,4)	−14,0	0,21	−136,8	−5,4
SFHSCT214-2	−67,0 (−69,0)	−1,0 (−1,4)	−14,0	0,21	−139,0	−4,6
SFHSCT221-1	−67,0 (−69,0)	−1,0 (−1,4)	−21,0	0,31	−164,1	−6,8
SFHSCT221-2	−67,0 (−69,0)	−1,0 (−1,4)	−21,0	0,31	−162,3	−8,0
SFHSCT228-1	−67,0 (−69,0)	−1,0 (−1,4)	−28,0	0,42	−186,5	−9,2
SFHSCT228-2	−67,0 (−69,0)	−1,0 (−1,4)	−28,0	0,42	−189,6	−13,1
SFHSCT228-3	−67,0 (−69,0)	−1,0 (−1,4)	−28,0	0,42	−191,6	−9,9
SFHSCT328	−67,0 (−69,0)	−1,0 (−1,4)	−28,0	0,42	−191,8	−9,9
SFHSCT428	−67,0 (−69,0)	−1,0 (−1,4)	−28,0	0,42	−189,6	−9,8

Tabelle L-6: Experimentelle Ergebnisse von PANTAZOPOULOU & ZANGANEH [Pan-01]

Bezeichnung	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	$\sigma_{c,1} = \sigma_{c,2}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,lat}^N$	$f_{cc,u}^f$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cc,u}^f$ [‰]
Batch 3-1s	−56,1 (−49,2)	−4,0 (−4,0)	−9,8	0,17	−88,2	−11,0
Batch 3-2s	−56,1 (−49,2)	−4,0 (−4,0)	−19,7	0,35	−104,3	−21,0
Batch 3-1d	−65,8 (−56,7)	−4,7 (−5,1)	−11,2	0,17	−84,8	−10,0
Batch 3-2d	−65,8 (−56,7)	−4,7 (−5,1)	−22,7	0,34	−125,0	−20,5
Batch 5-1s	−56,1 (−46,7)	−4,0 (−4,1)	−9,3	0,17	−82,8	−10,1
Batch 5-2s	−56,1 (−46,7)	−4,0 (−4,1)	−18,7	0,33	−99,4	−35,9
Batch 5-1d	−65,8 (−57,9)	−4,7 (−5,2)	−11,6	0,18	−91,1	−10,9
Batch 5-2d	−65,8 (−57,9)	−4,7 (−5,2)	−23,2	0,36	−112,0	−13,6
Batch 7-1s	−56,1 (−41,8)	−4,0 (−3,5)	−8,4	0,15	−78,0	−12,1
Batch 7-2s	−56,1 (−41,8)	−4,0 (−3,5)	−16,7	0,30	−95,7	−23,7
Batch 7-1d	−65,8 (−46,4)	−4,7 (−4,3)	−9,3	0,14	−79,6	−12,2
Batch 7-2d	−65,8 (−46,4)	−4,7 (−4,3)	−18,6	0,28	−107,0	−17,0

Anhang M: Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton

In Bild M-1 bis Bild M-3 ist der Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton dargestellt.

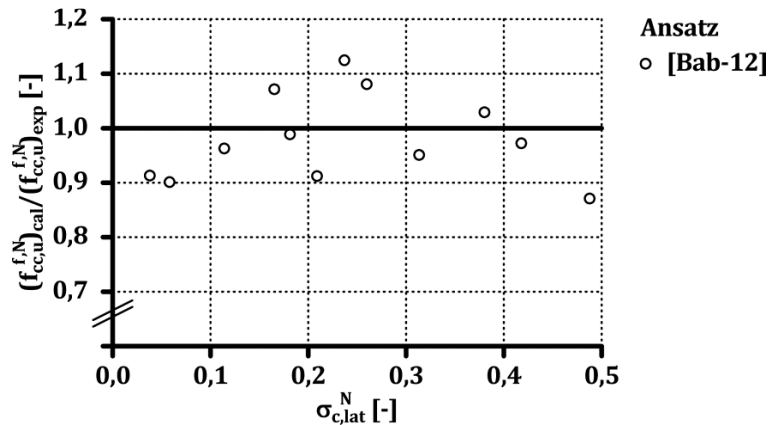


Bild M-1: Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton gemäß dem Ansatz nach [Bab-12]

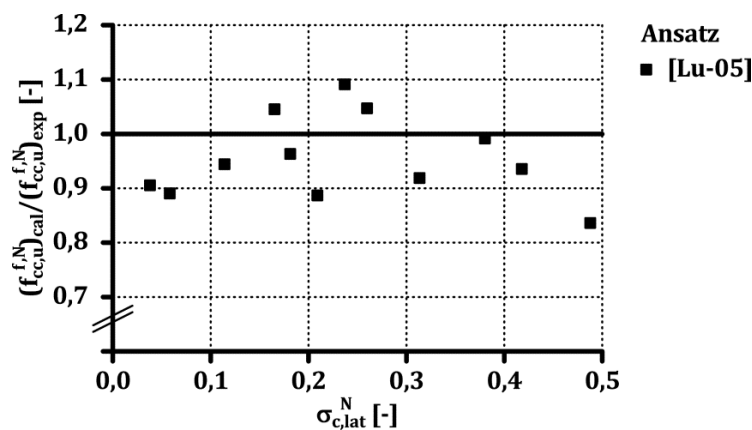


Bild M-2: Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton gemäß dem Ansatz nach [Lu-05]

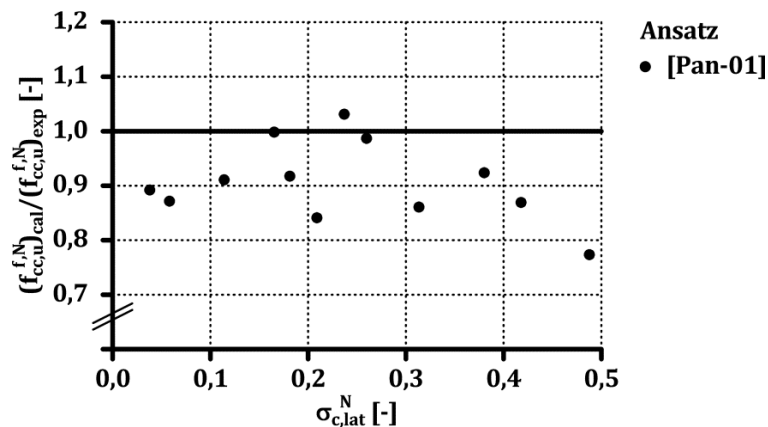


Bild M-3: Vergleich der normierten experimentell und rechnerisch ermittelten mehraxialen Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton gemäß dem Ansatz nach [Pan-01]

Anhang N: Herstellung, Probenvorbereitung, Versuchsaufbau, Messtechnik, Messdatenauswertung und Ergebnisse der Belegkörperprüfung (Kapitel 7)

Herstellung und Probenvorbereitung

Die Versuchskörper mit außenliegender Querbewehrung werden in einer Styroporschalung mit einem Innendurchmesser von etwa $\phi = 20$ cm und einer Höhe von etwa $L = 60$ cm hergestellt. Durch Klemmwirkung zwischen der Schalungshaut und den Ringbügeln wird die Querbewehrung während der Betonage in Lage gehalten (Bild N-1).

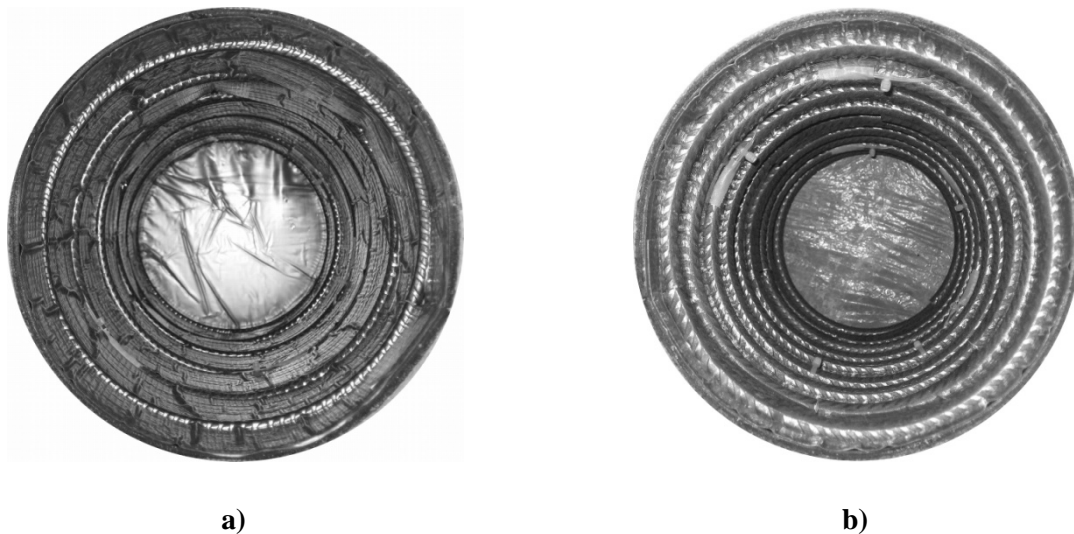


Bild N-1: Blick in die Schalung

Versuchskörper SN0-1

Versuchskörper SN0-2

Das Schließen der Ringbuegel erfolgt mit einem etwa 5 cm langen Übergreifungsstoß, der zusätzlich verschweißt wird, um ein Öffnen des Bügelschlusses infolge großer Querverformung des Betons auszuschließen.

Die Versuchskörper werden nach etwa 7 Tagen ausgeschalt und bei Raumklima gelagert. Nach etwa 14 Tagen werden die beiden Stirnflächen der Proben planparallel geschliffen. Vor Versuchsdurchführung wird der Abstand der Querbewehrung aufgemessen (Bild N-2).

Der in Tabelle 7-1 und Tabelle 7-2 angegebene Querbewehrungsabstand entspricht dem mittleren Querbewehrungsabstand nach Aufmaß der Versuchskörper.

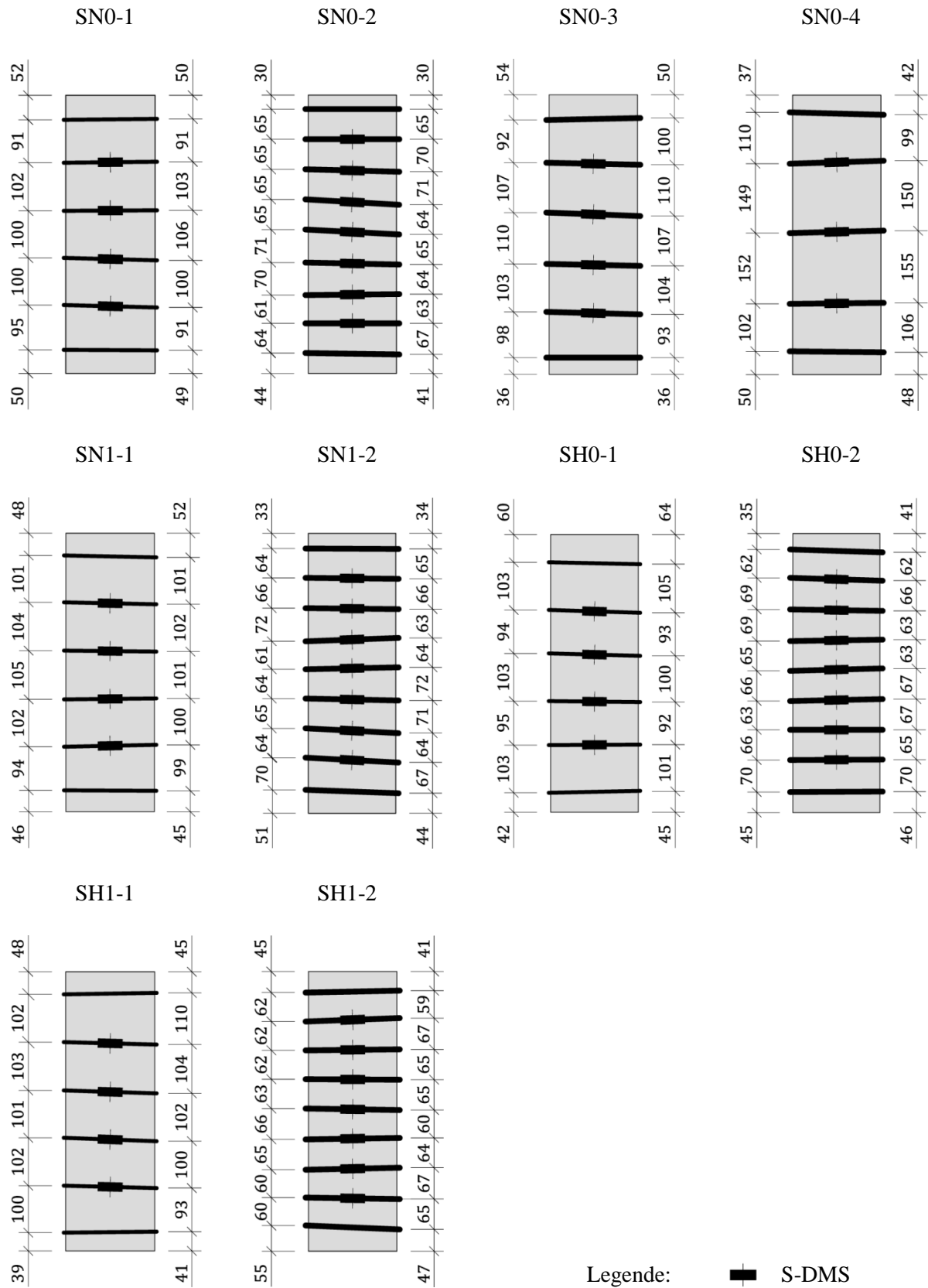
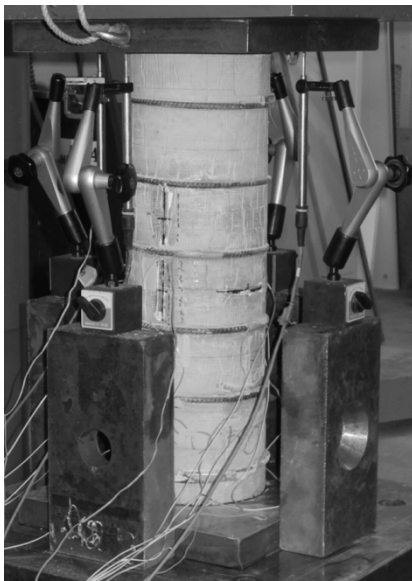


Bild N-2: Aufmaß der Versuchskörper und Lage der S-DMS

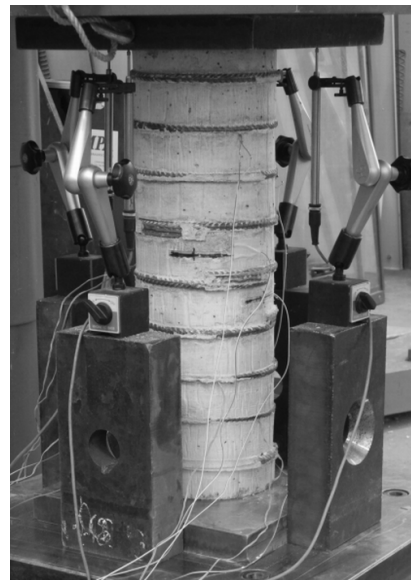
Versuchsaufbau und Messtechnik

Die Bauteilversuche werden in einer 10 MN-Druckprüfmaschine in einer iBMB/MPA-Versuchshalle durchgeführt (Bild N-3).

Zur Erfassung der Dehnung der Querbewehrung werden auf den mittigen 3 bis 7 Ringbügeln Stahl-Dehnungsmessstreifen (S-DMS) mit einer Messlänge von 3 mm appliziert. Das Längsverformungsverhalten wird über vier vertikale induktive Wegaufnehmer (IWA) zwischen den Belastungsplatten erfasst. Bei einigen Versuchskörpern werden auf die Betonoberfläche Längs- und Quer-Dehnungsmessstreifen appliziert.



a)



b)

Bild N-3: Versuchsaufbau und Messtechnik

a) Versuchskörper SN0-1

b) Versuchskörper SN0-2

Die Belastung wird weggeregelt mit einer Geschwindigkeit von $v = 0,01$ mm/s aufgebracht. Die Messdaten (DMS, IWA, Maschinenkraft und Maschinenkolbenweg) werden mit einer Frequenz von 2 Hz aufgezeichnet.

Messdatenauswertung

Die messtechnische Erfassung der Betonstauchung bis zum Erreichen der Traglast ist aufgrund des teilweise geringen Querbewehrungsabstandes nicht bei allen Versuchskörpern möglich. Die in der vorliegenden Arbeit angegebene Stauchung entspricht der Versuchskörperstauchung, d. h. dem Quotienten der messtechnisch über die IWA erfassten Längenänderung zur Ursprungslänge der Versuchskörper.

Die mittels der DMS erfassten Betonstauchungen bzw. Betonquerverformungen werden für die weitere Versuchsauswertung nicht herangezogen. Es wird jedoch festgestellt, dass die DMS mindestens bis zum Erreichen der Traglast Messsignale liefern, d. h. ein Ablösen der äußeren Betonschale erfolgt erst nach Erreichen der Traglast.

Ergebnisse der Begleitkörperprüfung

In Tabelle N-1 und Tabelle N-2 sind die Ergebnisse der Begleitkörperprüfungen unter einaxialer Druckbeanspruchung zusammengefasst. Die Ergebnisse der Zugfestigkeitsprüfung können Anhang E entnommen werden.

Tabelle N-1: Experimentelle Ergebnisse der Begleitkörperprüfung der Serie SN

Bezeichnung	SN0-1	SN0-2	SN0-3	SN0-4	SN1-1	SN1-2
	N0	N0	N7	N7	N4	N4
$f_{c,u}$ [N/mm ²]	-30,2	-30,2	-28,8	-28,8	-30,7	-30,7
$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	-1,8	-1,8	-1,8	-1,8	-1,8	-1,8
$E_{c,\sigma}$ [kN/mm ²]	30,1	30,1	29,8	29,8	31,4	31,4

Tabelle N-2: Experimentelle Ergebnisse der Begleitkörperprüfung der Serie SH

Bezeichnung	SH0-1	SH0-2	SH1-2	SH1-2
	H0	H0	H2	H2
$f_{c,u}$ [N/mm ²]	-60,5	-60,5	-61,0	-61,0
$\varepsilon_{c,u}$ [‰]	-1,9	-1,9	-1,9	-1,9
$E_{c,\sigma}$ [kN/mm ²]	38,6	38,6	35,6	35,6

Anhang O: Experimentelle Untersuchungen und Ergebnisse zur Umschnürungswirkung der Querbewehrung aus der Literatur sowie eigene Auswertung hinsichtlich des Umschnürungsfaktors

In Tabelle O–1, Tabelle O–4, Tabelle O–7, Tabelle O–10 sowie Tabelle O–13 sind die Versuchsparmeter sowie die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen aus der Literatur zur Umschnürungswirkung der Querbewehrung zusammengefasst.

Die in Tabelle O–5 bzw. Tabelle O–11 angegebene Traglast des von Querbewehrung umschlossen Betons der experimentellen Untersuchungen von MANDER ET AL. bzw. RAZVI & SAATCIOGLU [Raz-99] wird entsprechend Gl. (O–1) ermittelt.

$$N_{c,enc,u} = f_{cc,u} \cdot (b_c^2 \cdot \pi/4 - A_{s,l}) \cdot A_{c,cc}/A_{c,c} \quad \text{Gl. (O-1)}$$

Für die Ermittlung der in Tabelle O–8 bzw. Tabelle O–14 angegebenen Traglast des von Querbewehrung umschlossen Betons der experimentellen Untersuchungen von MONTGOMERY [Mon-96] bzw. SHEIK & TOKLUCU [She-93] wird Gl. (O–2) verwendet.

$$N_{c,enc,u} = f_{c,u} \cdot \frac{f_{cc,u}}{0,85 \cdot f_{c,u}} \cdot (b_c^2 \cdot \pi/4 - A_{s,l}) \quad \text{Gl. (O-2)}$$

Die experimentellen Ergebnisse von CUSSON ET AL. [Cus-96] können direkt hinsichtlich des Umschnürungsfaktors ausgewertet werden, da die in [Cus-96] enthaltenen Ergebnisse an Versuchskörpern mit außenliegender Querbewehrung ohne Betondeckung und ohne Längsbewehrung ermittelt werden.

Zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung unter ein- und mehraxialer Druckbeanspruchung bei Anwendung der Methode II werden die eigenen Ansätze sowie die in der jeweiligen Quelle angegebenen einaxialen Materialkennwerte verwendet. Teilweise ergeben sich aufgrund der in Kapitel 7 beschriebenen Ungenauigkeiten in der Versuchsdokumentation der Untersuchungen aus der Literatur bei der eigenen Auswertung physikalisch unmöglichen Umschnürungsfaktoren von $k_e > 1,0$. Diese und weitere Ergebnisse, die nicht plausibel erscheinen, sind in den folgenden Tabellen farblich gekennzeichnet und werden von der weiteren Auswertung ausgeschlossen.

In Tabelle O–2, Tabelle O–5, Tabelle O–8, Tabelle O–11 sowie Tabelle O–14 sind die ermittelten Umschnürungsfaktoren angegeben. Für die Auswertung nach der in Kapitel 7.6 beschriebenen Methode I bzw. II ist der sich rechnerisch ermittelte Umschnürungsfaktor mit k_e^I bzw. k_e^{II} gekennzeichnet. In Tabelle O–3, Tabelle O–6, Tabelle O–9, Tabelle O–12 sowie Tabelle O–15 sind der mittlere Umschnürungsfaktor sowie der berechnete Variationskoeffizient der Umschnürungsfaktoren der jeweiligen Versuchsserie aus der Literatur zusammengefasst.

Tabelle O-1: Experimentelle Untersuchungen und Ergebnisse von CUSSON ET AL. [Cus-96]

Bezeichnung	L [cm]	b [cm]	b_c [cm]	$f_{c,u}$ [N/mm ²]	$\phi_{s,w}$ [mm]	s_w [cm]	$\sigma_{s,w}$ [N/mm ²]	$n_{s,l}$ [Anz.]	$\phi_{s,l}$ [mm]	N_u [kN]
I1A	50	k. A.	14,4	-112,0	6	3,6	580,0	-/-	-/-	-2229
I1B	50	k. A.	14,4	-112,0	6	3,6	580,0	-/-	-/-	-2324
II2	50	k. A.	14,4	-66,0	6	3,6	580,0	-/-	-/-	-1530
III3	50	k. A.	14,4	-92,0	6	3,6	580,0	-/-	-/-	-1834
III4	50	k. A.	14,5	-92,0	5	5,1	588,0	-/-	-/-	-1911
I7	32	k. A.	14,4	-112,0	6	3,6	580,0	-/-	-/-	-2303
I8	100	k. A.	14,4	-112,0	6	3,6	580,0	-/-	-/-	-2076
I10	50	k. A.	14,4	-112,0	6	1,8	580,0	-/-	-/-	-2277
I11	50	k. A.	14,5	-112,0	5	5,1	588,0	-/-	-/-	-2242

Tabelle O-2: Auswertung der experimentelle Ergebnisse von CUSSON ET AL. [Cus-96]

Bezeichnung	Anmerkung	$N_{c,enc,u}$ [kN]	s_w/b_c [-]	k_e^I [-]	k_e^{II} [-]
I1A		-2229	0,25	0,63	0,92
I1B		-2324	0,25	0,80	0,96
II2		-1530	0,25	0,79	0,94
III3		-1834	0,25	0,52	0,78
III4	im Vergleich zu Versuchskörper III3 erscheint Traglast zu hoch	-1911	0,35	> 1,0	> 1,0
I7		-2303	0,25	0,71	0,92
I8	im Vergleich zu Versuchskörper I7 erscheint Traglast zu gering; Versuchskörperlänge gegenüber den weiteren Versuchskörpern verdoppelt; möglicherweise führt ungewollte Exzentrizität zu Reduktion der Traglast	-2076	0,25	0,36	0,69
I10		-2277	0,13	0,36	0,78
I11	im Vergleich zu Versuchskörper I10 erscheint Traglast zu hoch	-2242	0,35	0,92	> 1,0

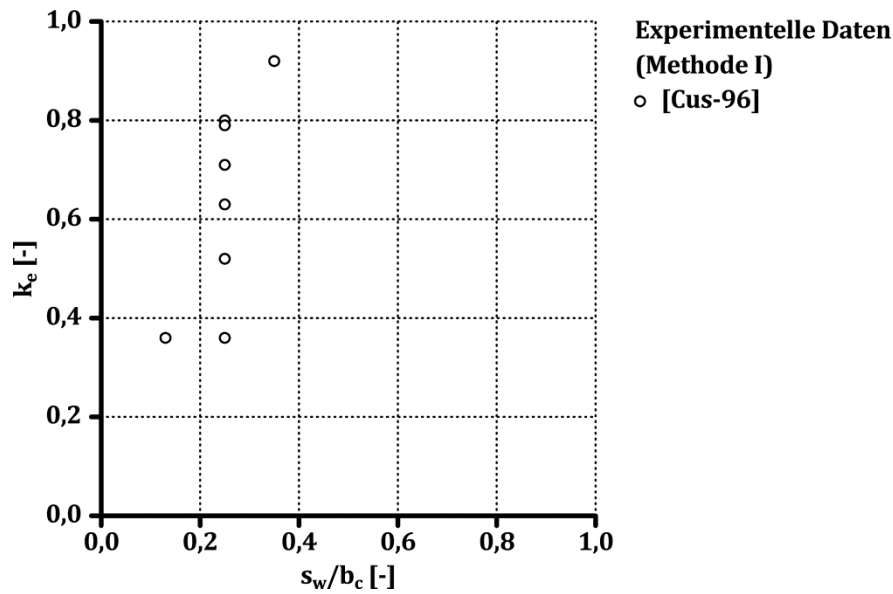


Bild O-1: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode I) gemäß der experimentellen Ergebnisse von CUSSON ET AL. [Cus-96]

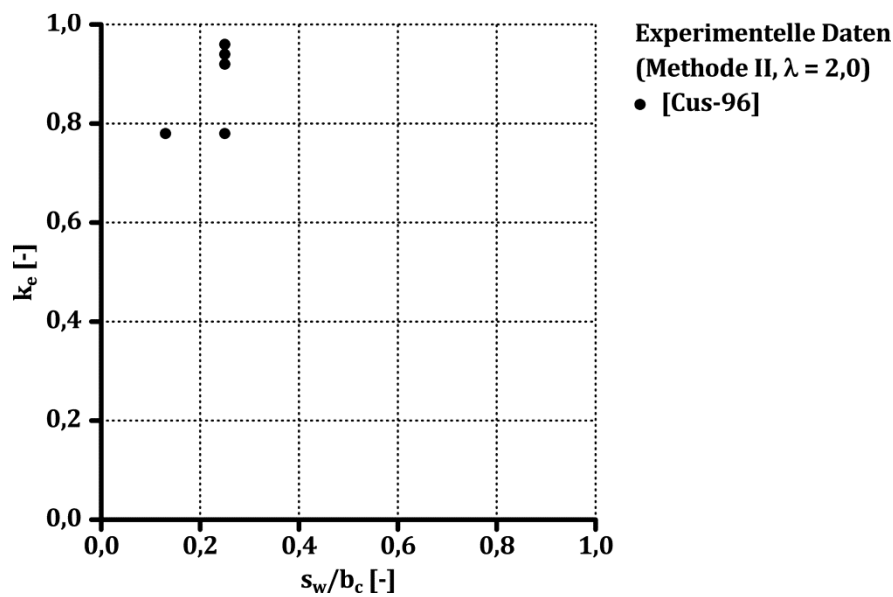


Bild O-2: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode II, $\lambda = 2,0$) gemäß der experimentellen Ergebnisse von CUSSON ET AL. [Cus-96]

Tabelle O-3: Mittlerer Umschnürungsfaktor und berechneter Variationskoeffizient der experimentellen Ergebnisse von CUSSON ET AL. [Cus-96]

Bezeichnung	Methode I	Methode II, $\lambda = 2,0$
s_w/b_c [-]	0,25	0,25
\bar{k}_e [-]	0,64	0,87
V [%]	26,9	12,7

Tabelle O-4: Experimentelle Untersuchungen und Ergebnisse von MANDER ET AL. [Man-88b]

Bezeichnung	b	b_c	$f_{c,u}$	$\phi_{s,w}$	s_w	$\sigma_{s,w}$	$n_{s,l}$	$\phi_{s,l}$	$f_{cc,u}$	$A_{c,cc}/A_{c,c}$
	[cm]	[cm]	[N/mm ²]	[mm]	[cm]	[N/mm ²]	[Anz.]	[mm]	[N/mm ²]	[-]
a	50	43,8	-24,0	12,0	5,2	310	12	16	-38,0	0,97
1,0	50	43,8	-29,0	12,0	4,1	340	12	16	-51,0	0,98
2,0	50	43,8	-29,0	12,0	6,9	340	12	16	-46,0	0,95
3,0	50	43,8	-29,0	12,0	10,3	340	12	16	-40,0	0,91
4,0	50	44,0	-29,0	10,0	11,9	320	12	16	-36,0	0,89
5,0	50	44,0	-29,0	10,0	3,6	320	12	16	-47,0	0,99
6,0	50	43,4	-29,0	16,0	9,3	307	12	16	-46,0	0,93
b	50	43,8	-30,0	12,0	5,2	340	12	16	-48,0	0,97
8,0	50	43,8	-30,0	12,0	5,2	340	11	24	-49,0	0,99
10,0	50	43,8	-30,0	12,0	5,2	340	24	16	-50,0	0,99
11,0	50	43,8	-30,0	12,0	5,2	340	36	16	-54,0	1,00
c	50	43,8	-32,0	12,0	5,2	340	12	16	-47,0	0,97
7,0	50	43,8	-32,0	12,0	5,2	340	8	28	-52,0	0,99
9,0	50	43,8	-32,0	12,0	5,2	340	16	20	-52,0	0,99
12,0	50	43,8	-32,0	12,0	5,2	340	24	16	-52,0	0,99

Tabelle O-5: Auswertung der experimentelle Ergebnisse von MANDER ET AL. [Man-88b]

Bezeichnung	Anmerkung	$N_{c,enc,u}$ [kN]	s_w/b_c [-]	k_e^I [-]	k_e^{II} [-]
a		-5465	0,12	0,78	0,90
1,0		-7410	0,09	0,96	0,99
2,0		-6479	0,16	> 1,0	> 1,0
3,0		-5397	0,24	0,71	0,87
4,0		-4794	0,27	0,42	0,67
5,0		-6963	0,08	> 1,0	> 1,0
6,0		-6225	0,21	0,77	0,91
b		-6903	0,12	0,92	0,99
8,0		-7068	0,12	> 1,0	> 1,0
10,0		-7219	0,12	> 1,0	> 1,0
11,0		-7746	0,12	> 1,0	> 1,0
c		-6759	0,12	0,72	0,97
7,0		-7503	0,12	> 1,0	> 1,0
9,0		-7498	0,12	> 1,0	> 1,0
12,0		-7508	0,12	> 1,0	> 1,0

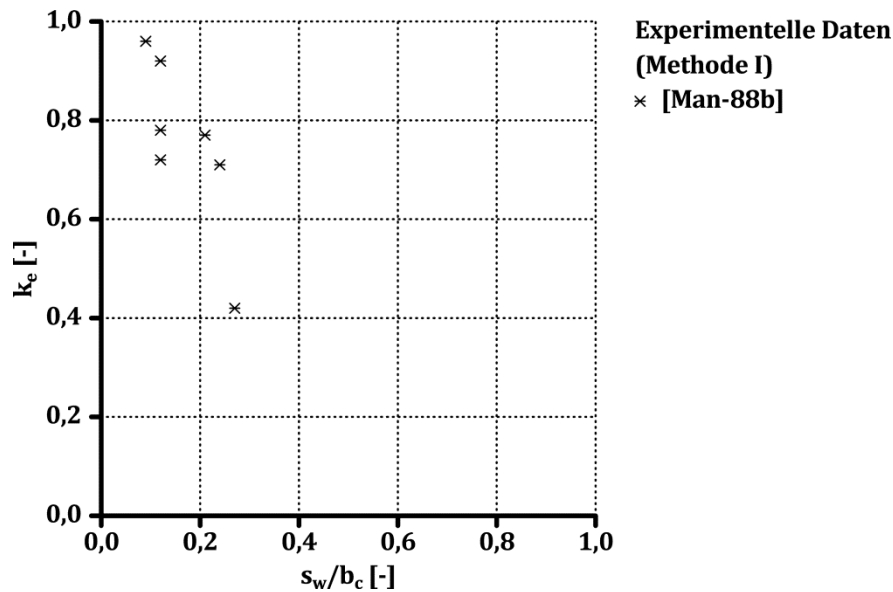


Bild O-3: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode I) gemäß der experimentellen Ergebnisse von MANDER ET AL. [Man-88b]

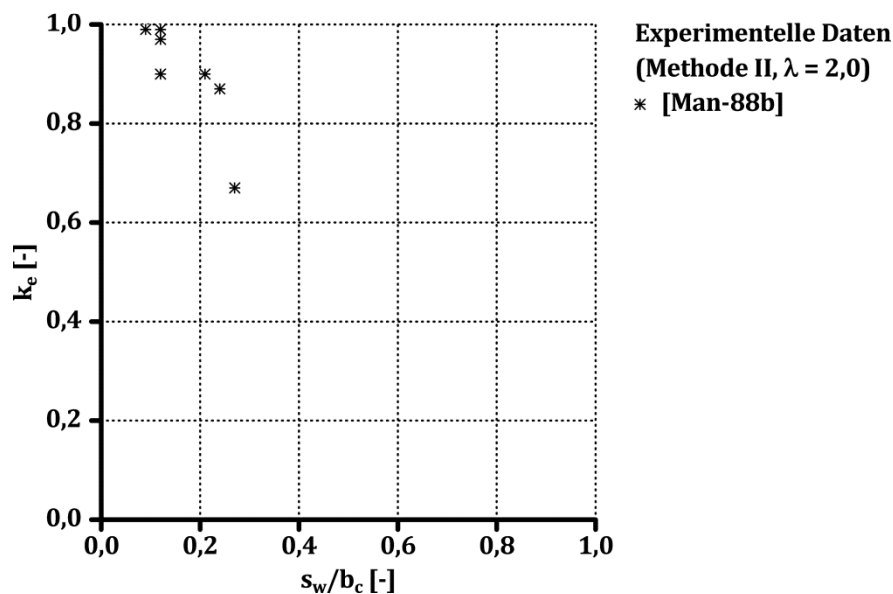


Bild O-4: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode II, $\lambda = 2,0$) gemäß der experimentellen Ergebnisse von MANDER ET AL. [Man-88b]

Tabelle O-6: Mittlerer Umschnürungsfaktor und berechneter Variationskoeffizient der experimentellen Ergebnisse von MANDER ET AL. [Man-88b]

Bezeichnung	Methode I	Methode II, $\lambda = 2,0$
s_w/b_c [-]	0,12	0,12
\bar{k}_e [-]	0,81	0,95
V [%]	12,7	5,0

Tabelle O-7: Experimentelle Untersuchungen und Ergebnisse von MONTGOMERY [Mon-96]

Bezeichnung	b	b_c	$f_{c,u}$	$\phi_{s,w}$	s_w	$\sigma_{s,w}$	$n_{s,l}$	$\phi_{s,l}$	$\frac{f_{cc,u}}{0,85 \cdot f_{c,u}}$
	[cm]	[cm]	[N/mm ²]	[mm]	[cm]	[N/mm ²]	[Anz.]	[mm]	[N/mm ²]
No 1	25,4	22,0	-69,7	11,3	4,1	580	5	19,5	1,57
No 2	25,4	22,0	-69,7	11,3	5,3	314	5	19,5	1,46
No 3	25,4	22,0	-69,7	11,3	7,9	487	5	19,5	1,54
No 4	25,4	22,0	-69,7	11,3	10,9	522	5	19,5	1,27
No 5	25,4	22,0	-69,7	8,0	4,1	700	5	19,5	1,29
No 6	25,4	22,0	-69,7	8,0	5,3	632	5	19,5	1,28
No 7	25,4	22,0	-69,7	8,0	7,9	87	5	19,5	1,32
No 8	25,4	22,0	-69,7	8,0	10,9	85	5	19,5	1,29
No 9	25,4	22,0	-69,7	5,7	4,1	245	5	19,5	1,48
No 10	25,4	22,0	-69,7	5,7	5,3	205	5	19,5	1,34
No 11	20,3	17,7	-69,7	11,3	6,4	522	5	16	1,45
No 12	20,3	17,7	-69,7	9,5	4,3	508	5	16	1,41
No 13	20,3	17,7	-69,7	9,5	6,4	393	5	16	1,30
No 14	20,3	17,7	-69,7	9,5	8,6	371	5	16	1,25
No 15	20,3	17,7	-69,7	8,0	6,4	385	5	16	1,15
No 16	20,3	17,7	-69,7	6,4	4,3	80	5	16	1,22
No 17	20,3	17,7	-69,7	6,4	6,4	414	5	16	1,13
No 18	20,3	17,7	-69,7	6,4	8,6	325	5	16	1,02
No 19	20,3	17,7	-69,7	4,8	4,3	521	5	16	1,06
No 20	20,3	17,7	-89,8	11,3	4,3	522	5	16	1,37
No 21	20,3	17,7	-89,8	11,3	6,4	462	5	16	1,24
No 22	20,3	17,7	-89,8	11,3	8,6	522	5	16	1,03
No 23	20,3	17,7	-89,8	9,5	4,3	664	5	16	1,21
No 24	20,3	17,7	-89,8	9,5	6,4	607	5	16	1,12
No 25	20,3	17,7	-89,8	9,5	8,6	433	5	16	1,02
No 26	20,3	17,7	-89,8	8,0	4,3	658	5	16	1,20
No 27	20,3	17,7	-89,8	8,0	6,4	532	5	16	0,95
No 28	20,3	17,7	-89,8	8,0	8,6	359	5	16	0,87
No 29	20,3	17,7	-89,8	6,4	4,3	630	5	16	1,00
No 30	20,3	17,7	-89,8	6,4	6,4	414	5	16	0,97
No 31	20,3	17,7	-89,8	6,4	8,6	101	5	16	0,96
No 32	20,3	17,7	-89,8	4,8	4,3	38	5	16	0,86

Tabelle O-8: Auswertung der experimentelle Ergebnisse von MONTGOMERY [Mon-96]

Bezeichnung	Anmerkung	$N_{c,enc,u}$ [kN]	s_w/b_c [-]	k_e^I [-]	k_e^{II} [-]
No 1		-3996	0,19	0,58	0,82
No 2		-3716	0,24	> 1,0	> 1,0
No 3	im Vergleich zu Versuchskörper No. 1 Traglaststeigung in Kombination mit Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-3920	0,36	> 1,0	> 1,0
No 4		-3233	0,50	0,71	0,92
No 5		-3284	0,19	0,43	0,81
No 6		-3258	0,24	0,59	0,89
No 7	im Vergleich zu Versuchskörper No. 6 Traglaststeigung in Kombination mit Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-3360	0,36	> 1,0	> 1,0
No 8	im Vergleich zu Versuchskörper No. 6 Traglaststeigung in Kombination mit Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-3284	0,50	> 1,0	> 1,0
No 9	im Vergleich zu Versuchskörper No. 5 Traglaststeigung in Kombination mit Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-3767	0,19	> 1,0	> 1,0
No 10	im Vergleich zu Versuchskörper No. 6 Traglaststeigung in Kombination mit Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-3411	0,24	> 1,0	> 1,0
No 11		-2385	0,36	0,61	0,86
No 12		-2319	0,24	0,54	0,83
No 13		-2138	0,36	0,71	0,93
No 14		-2056	0,49	0,82	0,95
No 15		-1892	0,36	0,46	0,80
No 16	im Vergleich zu Versuchskörper No. 17 Traglaststeigung in Kombination mit Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-2007	0,24	> 1,0	> 1,0
No 17		-1859	0,36	0,56	0,83
No 18	kein Traglastzuwachs gegenüber einaxialer Druckfestigkeit	-1678	0,49	0,0	0,0
No 19	im Vergleich zu Versuchskörper No. 16 Traglaststeigung in Kombination mit Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-1744	0,24	0,21	0,52
No 20		-2903	0,24	0,42	0,88
No 21		-2628	0,36	0,43	0,84
No 22	kein Traglastzuwachs gegenüber einaxialer Druckfestigkeit	-2183	0,49	0,0	0,0
No 23		-2564	0,24	0,24	0,71
No 24		-2374	0,36	0,20	0,76
No 25	kein Traglastzuwachs gegenüber einaxialer Druckfestigkeit	-2162	0,49	0,0	0,0
No 26		-2543	0,24	0,32	0,79
No 27	kein Traglastzuwachs gegenüber einaxialer Druckfestigkeit	-2013	0,36	0,0	0,0
No 28	kein Traglastzuwachs gegenüber einaxialer Druckfestigkeit	-1844	0,49	0,0	0,0
No 29	kein Traglastzuwachs gegenüber einaxialer Druckfestigkeit	-2119	0,24	0,0	0,0
No 30	kein Traglastzuwachs gegenüber einaxialer Druckfestigkeit	-2056	0,36	0,0	0,0
No 31	kein Traglastzuwachs gegenüber einaxialer Druckfestigkeit	-2035	0,49	0,0	0,0
No 32	kein Traglastzuwachs gegenüber einaxialer Druckfestigkeit	-1823	0,24	0,0	0,0

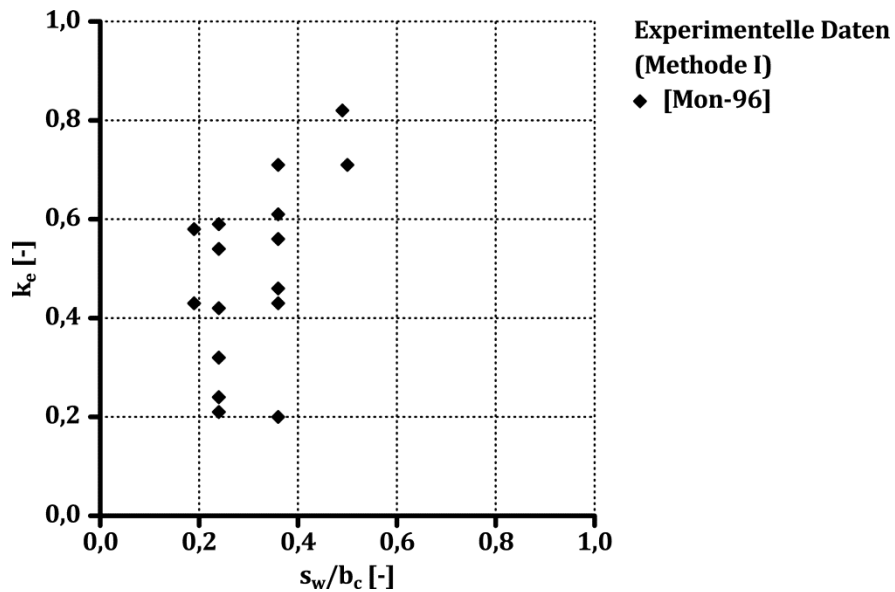


Bild O-5: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode I) gemäß der experimentellen Ergebnisse von MONTGOMERY [Mon-96]

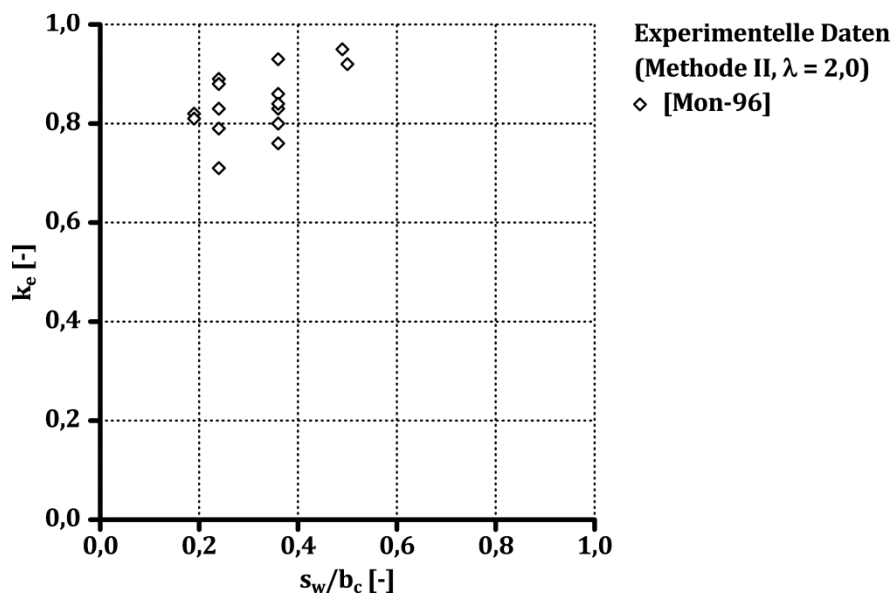


Bild O-6: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode II, $\lambda = 2,0$) gemäß der experimentellen Ergebnisse von MONTGOMERY [Mon-96]

Tabelle O-9: Mittlerer Umschnürungsfaktor und berechneter Variationskoeffizient der experimentellen Ergebnisse von MONTGOMERY [Mon-96]

Bezeichnung		Methode I			Methode II, $\lambda = 2,0$		
s_w/b_c	[-]	0,19	0,24	0,36	0,19	0,24	0,36
\bar{k}_e	[-]	0,51	0,39	0,50	0,82	0,82	0,84
V	[%]	21,0	40,6	35,7	0,9	9,0	6,9

Tabelle O-10: Experimentelle Untersuchungen und Ergebnisse von RAZVI & SAATCIOGLU [Raz-99]

Bezeichnung	b	b_c	$f_{c,u}$	$\phi_{s,w}$	s_w	$\sigma_{s,w}$	$n_{s,l}$	$\phi_{s,l}$	$f_{cc,u}$
	[cm]	[cm]	[N/mm ²]	[mm]	[cm]	[N/mm ²]	[Anz.]	[mm]	[N/mm ²]
CC-1	k. A.	22,4	-51,0	6,3	13,5	660,0	k. A.	k. A.	59,9
CC-2	k. A.	21,9	-51,0	11,3	13,5	400,0	k. A.	k. A.	62,3
CC-3	k. A.	22,4	-51,0	6,3	7,0	660,0	k. A.	k. A.	68,4
CC-4	k. A.	22,4	-51,0	6,3	7,0	660,0	k. A.	k. A.	67,4
CC-8	k. A.	22,4	-105,4	6,3	7,0	660,0	k. A.	k. A.	122,9
CC-9	k. A.	21,9	-105,4	11,3	13,5	400,0	k. A.	k. A.	134,7
CC-10	k. A.	21,9	-105,4	11,3	6,0	400,0	k. A.	k. A.	135,3
CC-11	k. A.	22,4	-105,4	6,3	6,0	660,0	k. A.	k. A.	124,8
CC-12	k. A.	22,3	-105,4	7,5	6,0	818,0	k. A.	k. A.	127,7
CC-14	k. A.	22,3	-78,2	7,5	6,0	851,0	k. A.	k. A.	102,5
CC-15	k. A.	21,9	-78,2	11,3	6,0	400,0	k. A.	k. A.	105,2
CC-16	k. A.	22,3	-78,2	7,5	10,0	796,0	k. A.	k. A.	95,1
CC-19	k. A.	21,9	-78,2	11,3	10,0	400,0	k. A.	k. A.	94,6
CC-20	k. A.	22,4	-78,2	6,3	10,0	660,0	k. A.	k. A.	88,4
CC-21	k. A.	22,4	-78,2	6,3	7,0	660,0	k. A.	k. A.	93,4
CC-22	k. A.	21,9	-78,2	11,3	13,5	400,0	k. A.	k. A.	89,3

Tabelle O-11: Auswertung der experimentelle Ergebnisse von RAZVI & SAATCIOGLU [Raz-99]

Bezeichnung	Anmerkung	$N_{c,enc,u}$ [kN]	s_w/b_c [-]	k_e^I [-]	k_e^{II} [-]
CC-1		-2361	0,60	0,98	0,99
CC-2		-2347	0,62	0,65	0,77
CC-3		-2696	0,31	> 1,0	> 1,0
CC-4		-2656	0,31	> 1,0	> 1,0
CC-8		-4843	0,31	> 1,0	> 1,0
CC-9		-5074	0,62	> 1,0	> 1,0
CC-10		-5097	0,27	> 1,0	0,96
CC-11		-4918	0,27	> 1,0	> 1,0
CC-12		-4988	0,27	0,63	0,86
CC-14		-4003	0,27	0,71	0,90
CC-15		-3963	0,27	0,75	0,88
CC-16		-3714	0,45	0,83	0,93
CC-19		-3563	0,46	0,69	0,87
CC-20		-3484	0,45	0,78	0,89
CC-21		-3681	0,31	0,88	0,95
CC-22		-3364	0,62	0,59	0,80

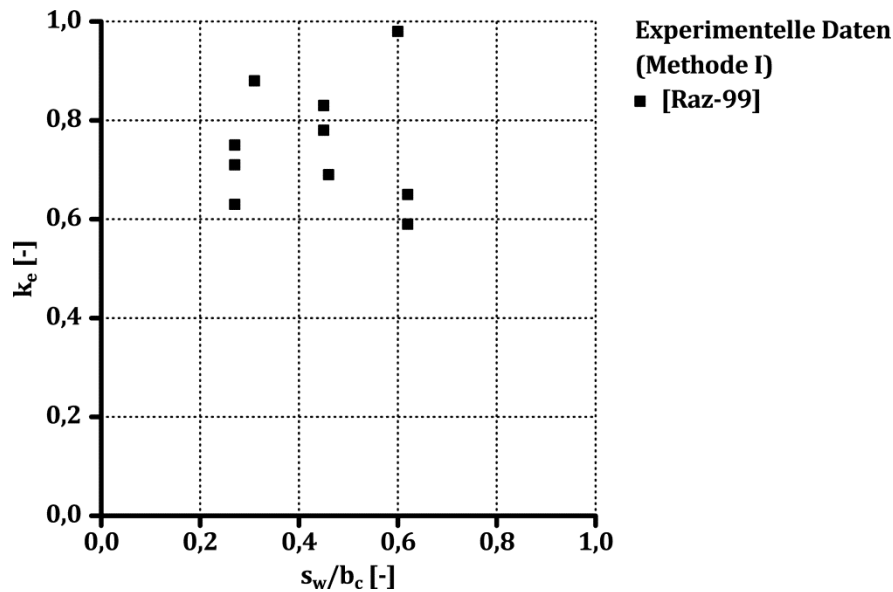


Bild O-7: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode I) gemäß der experimentellen Ergebnisse von RAZVI & SAATCIOGLU [Raz-99]

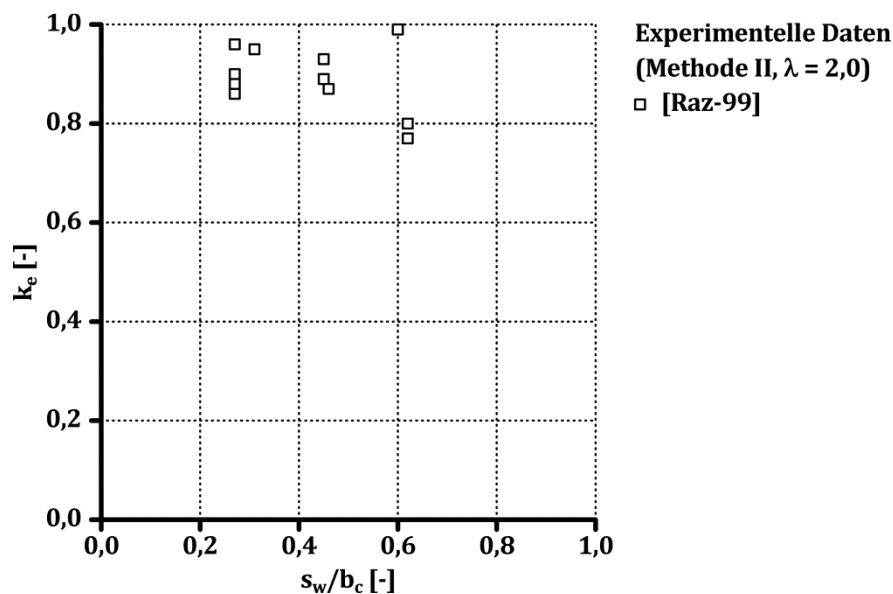


Bild O-8: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode II, $\lambda = 2,0$) gemäß der experimentellen Ergebnisse von RAZVI & SAATCIOGLU [Raz-99]

Tabelle O-12: Mittlerer Umschnürungsfaktor und berechneter Variationskoeffizient der experimentellen Ergebnisse von RAZVI & SAATCIOGLU [Raz-99]

Bezeichnung		Methode I			Methode II, $\lambda = 2,0$		
s_w/b_c	[-]	0,27	0,45	0,62	0,27	0,45	0,62
\bar{k}_e	[-]	0,70	0,81	0,62	0,90	0,91	0,79
V	[%]	8,8	4,4	6,8	4,8	3,1	2,7

Tabelle O-13: Experimentelle Untersuchungen und Ergebnisse von SHEIK & TOKLUCU [She-93]

Bezeichnung	b	b_c	$f_{c,u}$	$\phi_{s,w}$	s_w	$\sigma_{s,w}$	$n_{s,l}$	$\phi_{s,l}$	$\frac{f_{cc,u}}{0,85 \cdot f_{c,u}}$
	[cm]	[cm]	[N/mm ²]	[mm]	[cm]	[N/mm ²]	[Anz.]	[mm]	[N/mm ²]
No. 1	35,6	31,2	-35,9	11,3	5,6	574,0	5	25,2	1,70
No. 2	35,6	31,2	-35,9	11,3	7,6	536,0	5	25,2	1,59
No. 3	35,6	31,2	-35,9	11,3	11,2	452,0	5	25,2	1,36
No. 4	35,6	31,2	-35,9	11,3	15,2	77,0	5	25,2	1,41
No. 5	35,6	31,2	-35,9	8,0	5,6	607,0	5	25,2	1,46
No. 6	35,6	31,2	-35,9	8,0	7,6	185,0	5	25,2	1,57
No. 7	35,6	31,2	-35,9	8,0	11,2	157,0	5	25,2	1,53
No. 8	35,6	31,2	-35,9	5,7	5,6	257,0	5	25,2	1,51
No. 9	35,6	31,2	-35,9	11,3	7,6	415,0	5	25,2	1,61
No. 10	25,4	22,0	-35,5	11,3	7,9	509,0	5	19,5	1,42
No. 11	25,4	22,0	-35,5	11,3	10,9	90,0	5	19,5	1,29
No. 12	25,4	22,0	-35,5	8,0	4,1	607,0	5	19,5	1,65
No. 13	25,4	22,0	-35,5	8,0	5,3	607,0	5	19,5	1,54
No. 14	25,4	22,0	-35,5	8,0	7,9	580,0	5	19,5	1,45
No. 15	25,4	22,0	-35,5	8,0	10,9	53,0	5	19,5	1,21
No. 17	25,4	22,0	-35,5	5,7	4,1	575,0	5	19,5	1,37
No. 18	25,4	22,0	-35,5	5,7	5,3	262,0	5	19,5	1,36
No. 19	25,4	22,0	-35,5	8,0	5,3	607,0	5	19,5	1,59
No. 20	20,3	17,7	-34,9	8,0	6,4	607,0	5	16,0	1,55
No. 21	20,3	17,7	-34,9	6,4	6,4	630,0	5	16,0	1,36
No. 22	20,3	17,7	-34,9	6,4	6,4	629,0	5	16,0	1,31
No. 23	20,3	17,7	-34,9	6,4	8,6	477,0	5	16,0	1,21
No. 24	20,3	17,7	-34,9	6,4	4,3	660,0	5	16,0	1,55
No. 25	20,3	17,7	-34,9	6,4	4,3	650,0	5	16,0	1,51
No. 26	20,3	17,7	-34,9	6,4	4,3	660,0	5	16,0	1,55
No. 27	20,3	17,7	-34,9	4,8	4,3	400,0	5	16,0	1,37
No. 28	20,3	17,7	-34,9	6,4	6,4	625,0	5	16,0	1,42

Tabelle O-14: Auswertung der experimentelle Ergebnisse von SHEIK & TOKLUCU [She-93]

Bezeichnung	Anmerkung	$N_{c,enc,u}$ [kN]	s_w/b_c [-]	k_e^I [-]	k_e^{II} [-]
No. 1		-4514	0,18	0,74	0,90
No. 2		-4222	0,24	0,89	0,96
No. 3		-3611	0,36	0,86	0,95
No. 4	im Vergleich zu Versuchskörper No. 3 Traglaststeigung in Kombination mit der Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-3744	0,49	> 1,0	> 1,0
No. 5		-3877	0,18	0,86	0,95
No. 6	im Vergleich zu Versuchskörper No. 5 Traglaststeigung in Kombination mit der Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-4169	0,24	> 1,0	> 1,0
No. 7	im Vergleich zu Versuchskörper No. 5 Traglaststeigung in Kombination mit der Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-4062	0,36	> 1,0	> 1,0
No. 8	im Vergleich zu Versuchskörper No. 5 Traglaststeigung in Kombination mit der Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-4009	0,18	> 1,0	> 1,0
No. 9	im Vergleich zu Versuchskörper No. 2 Traglaststeigung in Kombination mit der Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-4275	0,24	> 1,0	> 1,0
No. 10		-1841	0,36	0,45	0,78
No. 11	im Vergleich zu Versuchskörper No. 10 Traglaststeigung in Kombination mit der Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-1672	0,50	> 1,0	> 1,0
No. 12		-2139	0,19	0,66	0,86
No. 13		-1997	0,24	0,68	0,88
No. 14		-1880	0,36	0,86	0,95
No. 15	im Vergleich zu Versuchskörper No. 14 Traglaststeigung in Kombination mit der Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-1569	0,50	> 1,0	> 1,0
No. 17		-1776	0,19	0,70	0,90
No. 18	im Vergleich zu Versuchskörper No. 17 Traglaststeigung in Kombination mit der Spannung der Querbewehrung nicht plausibel	-1763	0,24	> 1,0	> 1,0
No. 19		-2061	0,24	0,76	0,91
No. 20		-1277	0,36	0,67	0,87
No. 21		-1120	0,36	0,61	0,86
No. 22		-1079	0,36	0,51	0,81
No. 23		-997	0,49	0,58	0,823
No. 24		-1277	0,24	0,64	0,86
No. 25		-1244	0,24	0,60	0,85
No. 26		-1277	0,24	0,64	0,86
No. 27		-1128	0,24	> 1,0	> 1,0
No. 28		-1170	0,36	0,74	0,91

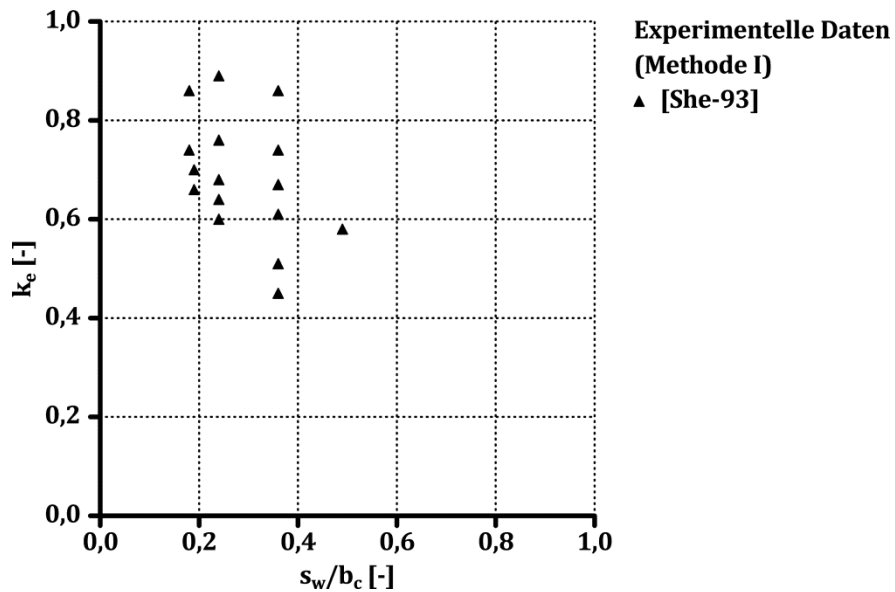


Bild O-9: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode I) gemäß der experimentellen Ergebnisse von SHEIK & TOKLUCU [She-93]

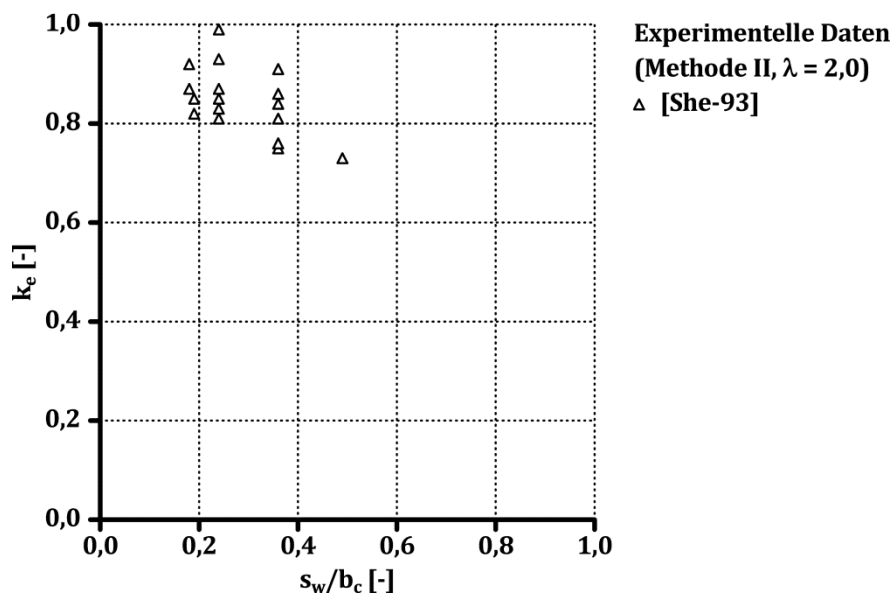


Bild O-10: Zusammenhang zwischen dem Umschnürungsfaktor und dem normierten Querbewehrungsabstand (Methode II, $\lambda = 2,0$) gemäß der experimentellen Ergebnisse von SHEIK & TOKLUCU [She-93]

Tabelle O-15: Mittlerer Umschnürungsfaktor und berechneter Variationskoeffizient der experimentellen Ergebnisse von SHEIK & TOKLUCU [She-93]

Bezeichnung		Methode I				Methode II, $\lambda = 2,0$			
s_w/b_c	[-]	0,18	0,19	0,24	0,36	0,18	0,19	0,24	0,36
\bar{k}_e	[-]	0,80	0,68	0,70	0,67	0,93	0,88	0,89	0,88
V	[%]	10,6	4,2	15,3	23,9	3,8	3,2	4,7	7,5

Anhang P: Angaben zu den Untersuchungen mit der FEM

In Tabelle P–1 und Tabelle P–2 sind die für die FE-Berechnungen mit dem Programmpaket DIANA verwendeten Parameter der 10 Versuchskörper zusammengefasst.

Aufgrund der geringen Abweichung zwischen dem minimalen, mittleren bzw. maximalen inneren Reibungswinkel wird für die Versuchskörper SN1-2 bzw. SH1-1 und SH1-2 die FE-Berechnung nur für den mittleren bzw. minimalen und mittleren inneren Reibungswinkel durchgeführt.

Tabelle P–3 bis Tabelle P–13 enthalten die Ergebnisse der numerischen Berechnungen. Die numerischen Ergebnisse, die die geringste Abweichung zwischen der experimentell ermittelten Traglast und der Spannung der Querbewehrung aufweisen, sind farblich gekennzeichnet.

Tabelle P-1: Übersicht der verwendeten Parameter der Serie SN

Bezeichnung		SN0-1	SN0-2	SN0-3	SN0-4	SN1-1	SN1-2
$f_{c,u}$	[N/mm ²]	–30,2	–30,2	–28,8	–28,8	–30,7	–30,7
$\varepsilon_{c,u} (\varepsilon_{c,u}^f)$	[‰]	–1,8	–1,8	–1,8	–1,8	–1,8 (–2,0)	–1,8 (–2,0)
E_c / E_c^f	[kN/mm ²]	30,1	30,1	29,8	29,8	31,4	31,4
F_0	[-]	–/–	–/–	–/–	–/–	1,42	1,42
$f_{ct} (f_{ct}^f)$	[N/mm ²]	2,6	2,6	2,6	2,6	3,9	3,9
$\sigma_{s,w,u,min}$	[N/mm ²]	245	530	340	215	280	595
$\sigma_{c,lat,min}^N$	[-]	0,04	0,32	0,13	0,06	0,05	0,36
φ_{min}	[°]	46,1	39,6	42,5	44,9	45,4	39,2
$\bar{\sigma}_{s,w}$	[N/mm ²]	350	580	380	250	480	615
$\bar{\sigma}_{c,lat}^N$	[-]	0,06	0,35	0,15	0,07	0,08	0,37
$\bar{\varphi}$	[°]	44,9	39,3	42,0	44,4	44,0	39,1
$\sigma_{s,w,u,max}$	[N/mm ²]	460	620	430	325	545	625
$\sigma_{c,lat,max}^N$	[-]	0,08	0,38	0,17	0,09	0,09	0,38
φ_{max}	[°]	44,0	39,0	41,6	43,6	43,6	39,0

Tabelle P-2: Übersicht der verwendeten Parameter der Serie SH

Bezeichnung		SH0-1	SH0-2	SH1-1	SH1-2
$f_{c,u}$	[N/mm ²]	−60,5	−60,5	−61,0	−61,0
$\varepsilon_{c,u} (\varepsilon_{c,u}^f)$	[‰]	−1,9	−1,9	−1,9 (−2,4)	−1,9 (−2,4)
E_c / E_c^f	[kN/mm ²]	38,6	38,6	35,6	35,6
F_0	[-]	−/−	−/−	1,60	1,60
$f_{ct} (f_{ct}^f)$	[N/mm ²]	3,2	3,2	6,2	6,2
$\sigma_{s,w,u,min}$	[N/mm ²]	205	340	370	450
$\sigma_{c,lat,min}^N$	[-]	0,02	0,10	0,03	0,14
φ_{min}	[°]	48,1	43,3	47,0	42,2
$\bar{\sigma}_{s,w}$	[N/mm ²]	350	535	465	570
$\bar{\sigma}_{c,lat}^N$	[-]	0,03	0,16	0,04	0,18
$\bar{\varphi}$	[°]	47,0	41,8	46,1	41,4
$\sigma_{s,w,u,max}$	[N/mm ²]	465	605	485	625
$\sigma_{c,lat,max}^N$	[-]	0,04	0,18	0,04	0,19
φ_{max}	[°]	46,1	41,4	46,1	41,3

Tabelle P-3: Variationsparameter und numerische Ergebnisse des Versuchskörpers SN0-1

	$(N_u)_{cal}$ [kN]	$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$ [N/mm ²]	$(N_u)_{cal}/(N_u)_{exp}$ [-]	S_1 [-]	S_2 [-]	S_3 [-]
$\varphi_{min} = 46,1^\circ / \psi = 25,0^\circ$	-1051	325	1,00	1,33		
$\varphi_{min} = 46,1^\circ / \psi = 27,5^\circ$	-1074	420	1,02	1,71		
$\bar{\varphi} = 44,9^\circ / \psi = 25,0^\circ$	-1029	420	0,98		1,20	
$\bar{\varphi} = 44,9^\circ / \psi = 27,5^\circ$	-1054	435	1,00		1,24	
$\varphi_{max} = 44,0^\circ / \psi = 27,5^\circ$	-1040	435	0,99			0,95
$\varphi_{max} = 44,0^\circ / \psi = 30,0^\circ$	-1066	455	1,01			0,99

Tabelle P-4: Variationsparameter und numerische Ergebnisse des Versuchskörpers SN0-2

	$(N_u)_{cal}$ [kN]	$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$ [N/mm ²]	$(N_u)_{cal}/(N_u)_{exp}$ [-]	S_1 [-]	S_2 [-]	S_3 [-]
$\varphi_{min} = 39,6^\circ / \psi = 37,5^\circ$	-1799	555	0,96	0,90		
$\varphi_{min} = 39,6^\circ / \psi = 39,6^\circ$	-1839	565	0,99	0,91		
$\bar{\varphi} = 39,3^\circ / \psi = 37,5^\circ$	-1784	550	0,96		0,95	
$\bar{\varphi} = 39,3^\circ / \psi = 39,3^\circ$	-1817	560	0,97		0,97	
$\varphi_{max} = 39,0^\circ / \psi = 37,5^\circ$	-1768	545	0,95			1,03
$\varphi_{max} = 39,0^\circ / \psi = 39,0^\circ$	-1794	560	0,96			1,06

Tabelle P-5: Variationsparameter und numerische Ergebnisse des Versuchskörpers SN0-3

	$(N_u)_{cal}$ [kN]	$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$ [N/mm ²]	$(N_u)_{cal}/(N_u)_{exp}$ [-]	S_1 [-]	S_2 [-]	S_3 [-]
$\varphi_{min} = 42,5^\circ / \psi = 22,5^\circ$	-1139	325	0,96	0,96		
$\varphi_{min} = 42,5^\circ / \psi = 25,0^\circ$	-1180	380	1,00	1,12		
$\bar{\varphi} = 42,0^\circ / \psi = 25,0^\circ$	-1168	380	0,98		1,00	
$\bar{\varphi} = 42,0^\circ / \psi = 27,5^\circ$	-1217	450	1,03		1,18	
$\varphi_{max} = 41,6^\circ / \psi = 25,0^\circ$	-1152	340	0,97			0,79
$\varphi_{max} = 41,6^\circ / \psi = 27,5^\circ$	-1198	450	1,01			1,05

Tabelle P-6: Variationsparameter und numerische Ergebnisse des Versuchskörpers SN0-4

	$(N_u)_{cal}$ [kN]	$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$ [N/mm ²]	$(N_u)_{cal}/(N_u)_{exp}$ [-]	S_1 [-]	S_2 [-]	S_3 [-]
$\varphi_{min} = 44,9^\circ / \psi = 17,5^\circ$	-985	190	0,99	0,88		
$\varphi_{min} = 44,9^\circ / \psi = 20,0^\circ$	-1001	205	1,01	0,95		
$\bar{\varphi} = 44,4^\circ / \psi = 17,5^\circ$	-993	215	1,00		0,86	
$\bar{\varphi} = 44,4^\circ / \psi = 20,0^\circ$	-1009	250	1,02		1,00	
$\varphi_{max} = 43,6^\circ / \psi = 20,0^\circ$	-988	190	0,99			0,58
$\varphi_{max} = 43,6^\circ / \psi = 22,5^\circ$	-1003	200	1,01			0,62

Tabelle P-7: Variationsparameter und numerische Ergebnisse des Versuchskörpers SN1-1 für $F = 0$

	$(N_u)_{cal}$ [kN]	$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$ [N/mm ²]	$(N_u)_{cal}/(N_u)_{exp}$ [-]	S_1 [-]	S_2 [-]	S_3 [-]
$\varphi_{min} = 45,4^\circ / \psi = 40,0^\circ$	-1219	490	0,99	1,68		
$\varphi_{min} = 45,4^\circ / \psi = 42,5^\circ$	-1238	505	1,01	1,73		
$\bar{\varphi} = 44,0^\circ / \psi = 42,5^\circ$	-1211	470	0,98		1,02	
$\bar{\varphi} = 44,0^\circ / \psi = 44,0^\circ$	-1220	485	0,99		1,05	
$\varphi_{max} = 43,6^\circ / \psi = 40,0^\circ$	-1188	460	0,97			0,85
$\varphi_{max} = 43,6^\circ / \psi = 42,5^\circ$	-1224	465	0,99			0,84

Tabelle P-8: Variationsparameter und numerische Ergebnisse des Versuchskörpers SN1-1 für $F_0 = 1,42$

$F = 1,42$	$(N_u)_{cal}$ [kN]	$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$ [N/mm ²]	$(N_u)_{cal}/(N_u)_{exp}$ [-]	S_1 [-]	S_2 [-]	S_3 [-]
$\varphi_{min} = 45,4^\circ / \psi = 35,0^\circ$	-1225	495	1,00	1,77		
$\varphi_{min} = 45,4^\circ / \psi = 37,5^\circ$	-1243	510	1,01	1,81		
$\bar{\varphi} = 44,0^\circ / \psi = 37,5^\circ$	-1215	490	0,99		1,02	
$\bar{\varphi} = 44,0^\circ / \psi = 40,0^\circ$	-1229	530	1,00		1,10	
$\varphi_{max} = 43,6^\circ / \psi = 40,0^\circ$	-1223	510	0,99			0,93
$\varphi_{max} = 43,6^\circ / \psi = 42,5^\circ$	-1238	520	1,01			0,95

Tabelle P-9: Variationsparameter und numerische Ergebnisse des Versuchskörpers SN1-2 für $F_0 = 1,42$

	$(N_u)_{cal}$ [kN]	$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$ [N/mm ²]	$(N_u)_{cal}/(N_u)_{exp}$ [-]	S_1 [-]	S_2 [-]	S_3 [-]
$\bar{\varphi} = 39,1^\circ / \psi = 37,5^\circ$	-1930	590	1,00		0,96	
$\bar{\varphi} = 39,1^\circ / \psi = 39,1^\circ$	-1950	600	1,01		0,98	

Tabelle P-10: Variationsparameter und numerische Ergebnisse des Versuchskörpers SH0-1

	$(N_u)_{cal}$ [kN]	$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$ [N/mm ²]	$(N_u)_{cal}/(N_u)_{exp}$ [-]	S_1 [-]	S_2 [-]	S_3 [-]
$\varphi_{min} = 48,1^\circ / \psi = 42,5^\circ$	-1962	325	1,00	1,59		
$\varphi_{min} = 48,1^\circ / \psi = 45,0^\circ$	-1987	340	1,01	1,66		
$\bar{\varphi} = 47,0^\circ / \psi = 42,5^\circ$	-1966	325	1,00		0,93	
$\bar{\varphi} = 47,0^\circ / \psi = 45,0^\circ$	-1988	340	1,01		0,97	
$\varphi_{max} = 46,1^\circ / \psi = 42,5^\circ$	-1926	360	0,98			0,77
$\varphi_{max} = 46,1^\circ / \psi = 45,0^\circ$	-1964	365	1,00			0,79

Anhang P

Tabelle P-11: Variationsparameter und numerische Ergebnisse des Versuchskörpers SH0-2

	$(N_u)_{cal}$ [kN]	$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$ [N/mm ²]	$(N_u)_{cal}/(N_u)_{exp}$ [-]	S_1 [-]	S_2 [-]	S_3 [-]
$\varphi_{min} = 43,3^\circ / \psi = 40,0^\circ$	-2515	465	0,95	1,37		
$\varphi_{min} = 43,3^\circ / \psi = 43,3^\circ$	-2643	470	1,00	1,38		
$\bar{\varphi} = 41,8^\circ / \psi = 40,0^\circ$	-2439	465	0,92		0,87	
$\bar{\varphi} = 41,8^\circ / \psi = 41,8^\circ$	-2515	470	0,95		0,88	
$\varphi_{max} = 41,4^\circ / \psi = 37,5^\circ$	-2320	400	0,88			0,66
$\varphi_{max} = 41,4^\circ / \psi = 41,4^\circ$	-2493	460	0,94			0,76

Tabelle P-12: Variationsparameter und numerische Ergebnisse des Versuchskörpers SH1-1 für $F_0 = 1,60$

	$(N_u)_{cal}$ [kN]	$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$ [N/mm ²]	$(N_u)_{cal}/(N_u)_{exp}$ [-]	S_1 [-]	S_2 [-]	S_3 [-]
$\varphi_{min} = 47,0^\circ / \psi = 37,5^\circ$	-2069	455	0,98	1,23		
$\varphi_{min} = 47,0^\circ / \psi = 40,0^\circ$	-2121	485	1,00	1,31		
$\bar{\varphi} = 46,1^\circ / \psi = 40,0^\circ$	-2088	460	0,99		0,99	
$\bar{\varphi} = 46,1^\circ / \psi = 42,5^\circ$	-2120	465	1,00		1,00	

Tabelle P-13: Variationsparameter und numerische Ergebnisse des Versuchskörpers SH1-2 für $F_0 = 1,60$

	$(N_u)_{cal}$ [kN]	$(\sigma_{s,w,u})_{cal}$ [N/mm ²]	$(N_u)_{cal}/(N_u)_{exp}$ [-]	S_1 [-]	S_2 [-]	S_3 [-]
$\varphi_{min} = 42,2^\circ / \psi = 37,5^\circ$	-2910	535	1,00	1,19		
$\varphi_{min} = 42,2^\circ / \psi = 40,0^\circ$	-2963	565	1,01	1,26		
$\bar{\varphi} = 41,4^\circ / \psi = 37,5^\circ$	-2869	565	0,98		0,99	
$\bar{\varphi} = 41,4^\circ / \psi = 40,0^\circ$	-2922	570	1,00		1,00	

Anhang Q: Modellparameter, Herstellung, Probenvorbereitung, Versuchsaufbau, Messtechnik, Messdatenauswertung, Ergebnisse der Begleitkörperprüfung und Detailergebnisse der Bauteilversuche (Kapitel 8)

Modellparameter

Für die Konzeption der Versuchskörper werden die Modellparameter gemäß Tabelle Q-1 verwendet.

Tabelle Q-1: Verwendete Modellparameter bei der Konzeption der Versuchskörper der Serie S

Bezeichnung		S1	S2	S3	S4
$f_{c,u}$	[N/mm ²]	-30,0	-30,0	-60,0	-60,0
$\varepsilon_{c,u} / \varepsilon_{c,u}^f$	[‰]	-1,9	-2,2	-2,0	-2,3
E_c	[kN/mm ²]	30,6	30,6	37,7	37,7
F_0	[-]	-/-	1,5	-/-	1,6
$\nu_{c,u}$	[-]	0,30	0,35	0,40	0,45
$\sigma_{s,w,u}$	[N/mm ²]	510	440	450	510

Herstellung und Probenvorbereitung

Die Versuchskörper werden in einer stabilen Kunststoffschalung mit einem Außendurchmesser von $\phi = 25$ cm und einer Länge von etwa $L = 80$ cm hergestellt. Etwa 5 Tagen nach der Betonage werden die Versuchs- und Begleitkörper ausgeschalt und bei Raumklima gelagert. Nach etwa 14 Tagen werden die beiden Stirnflächen der Proben planparallel geschliffen. Um Abplatzungen im Bereich der Lasteinleitung zu vermeiden, werden die Versuchskörper im oberen und unteren Bereich außen über eine Höhe von etwa 10 cm mit einem CFK-Gelege in 3 Lagen umwickelt und mit Epoxidharz verklebt.

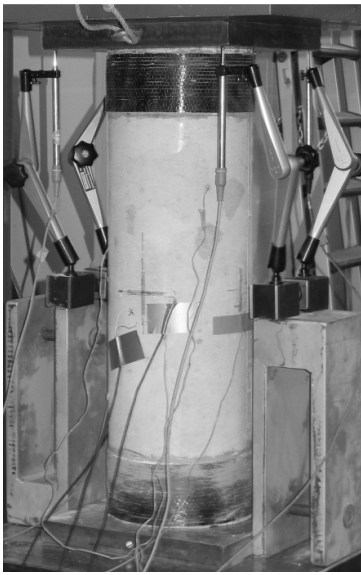
Versuchsaufbau und Messtechnik

Die Bauteilversuche werden in einer 10 MN-Druckprüfmaschine in einer iBMB/MPA-Versuchshalle durchgeführt.

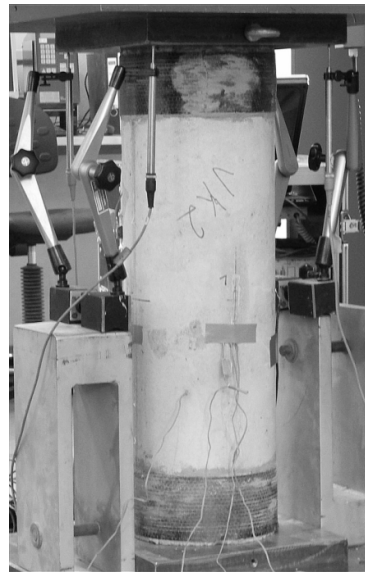
Zur Erfassung der Dehnung der Querbewehrung werden auf den mittigen 5 bis 7 Ringbügeln Stahl-Dehnungsmessstreifen (S-DMS) mit einer Messlänge von 3 mm appliziert.

Die Betonstauchung und die Querverformung des Betons werden über zwei Kreuz-Dehnungsmessstreifen (K-DMS) mit einer Messlänge von 60 mm, die mittig gegenüberliegend auf der Betonoberfläche appliziert werden, erfasst. Das Längsverformungs-

verhalten wird über vier vertikale induktive Wegaufnehmer (IWA) zwischen den Belastungsplatten erfasst (Bild Q-1).



a)



b)

Bild Q-1: Versuchsaufbau und Messtechnik

Vorderansicht

Rückansicht

Die Belastung wird weggeregelt mit einer Geschwindigkeit von $v = 0,01 \text{ mm/s}$ aufgebracht. Die Messdaten (DMS, IWA, Maschinenkraft und -kolbenweg) werden mit einer Frequenz von 2 Hz aufgezeichnet.

Messdatenauswertung

Die in der vorliegenden Arbeit angegebene Stauchung entspricht der Versuchskörperstauchung, d. h. dem Quotienten aus der messtechnisch über die IWA erfassten Längenänderung und der Ursprungslänge der Versuchskörper.

Die messtechnisch erfassten Daten, der an der Betonoberfläche applizierten DMS werden für die Analyse des Tragverhaltens nicht herangezogen. Die Auswertung zeigt jedoch, dass sich eine geringe Abweichung zwischen der Betonstauchung der DMS und der aus den IWA ermittelten Stauchung ergibt.

Ergebnisse der Begleitkörperprüfung

In Bild Q-2 sind die begleitende zu den Bauteilversuchen ermittelten Last-Durchbiegungsbeziehungen der Begleitkörper entsprechend der Biegezugprüfung gemäß der RICHTLINIE STAHLFASERBETON [DAf-10] enthalten. Tabelle Q-2 enthält die kennzeichnenden experimentellen Ergebnisse.

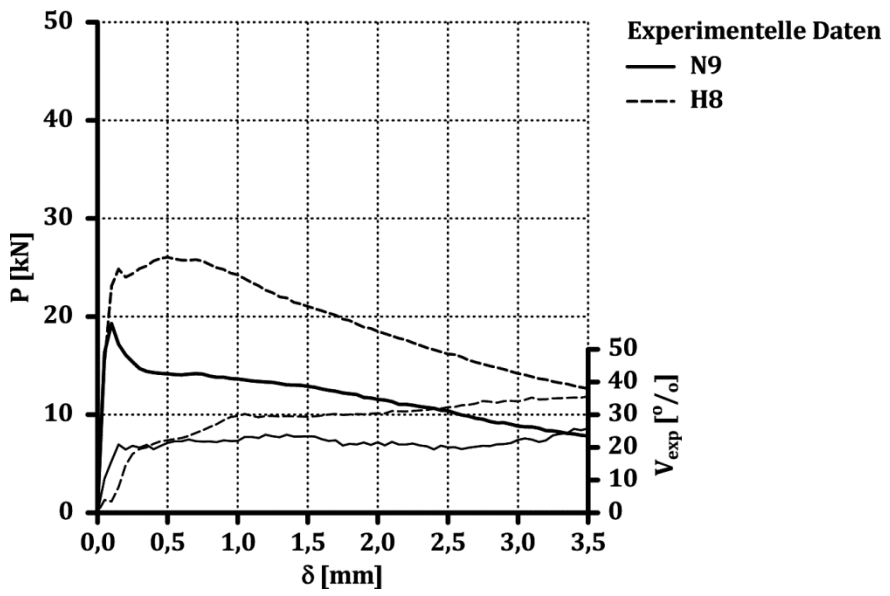


Bild Q-2: Experimentell ermittelte Last-Durchbiegungsbeziehungen der Serien N9 und H8

Tabelle Q-2: Experimentell ermittelte Materialkennwerte der Serien N9 und H8

Bezeichnung		S2	S4
		N9	H8
$f_{ct,fl}^f$	[N/mm ²]	3,6	5,0
$f_{ct,fl,L1/L2}^f$	[N/mm ²]	2,5 / 1,4	4,6 / 2,2

Bild Q-3 und Bild Q-4 enthalten die begleitend zu den Bauteilversuchen entsprechend Anhang C experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Begleitkörper. In Tabelle Q-3 sind die experimentellen Ergebnisse zusammengefasst.

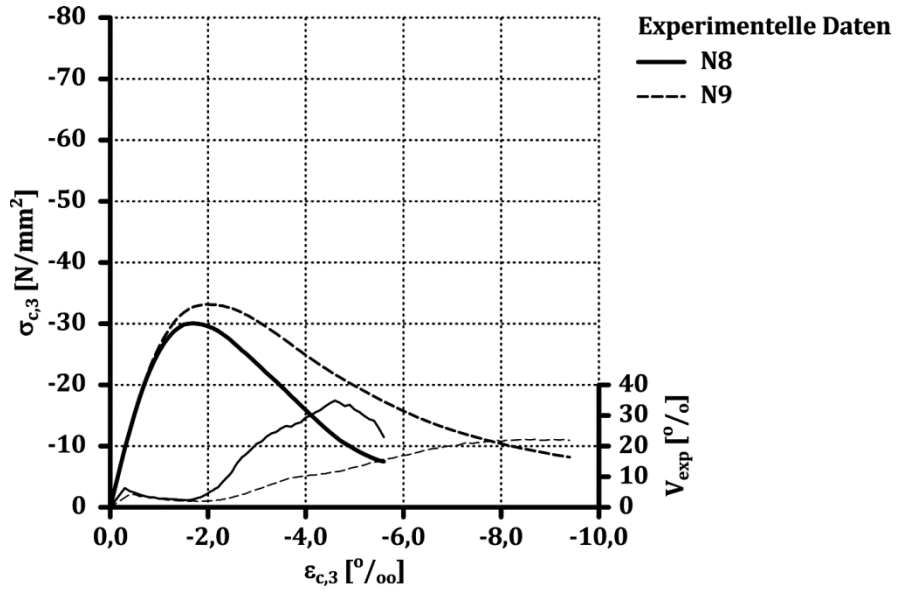


Bild Q-3: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien N8 und N9

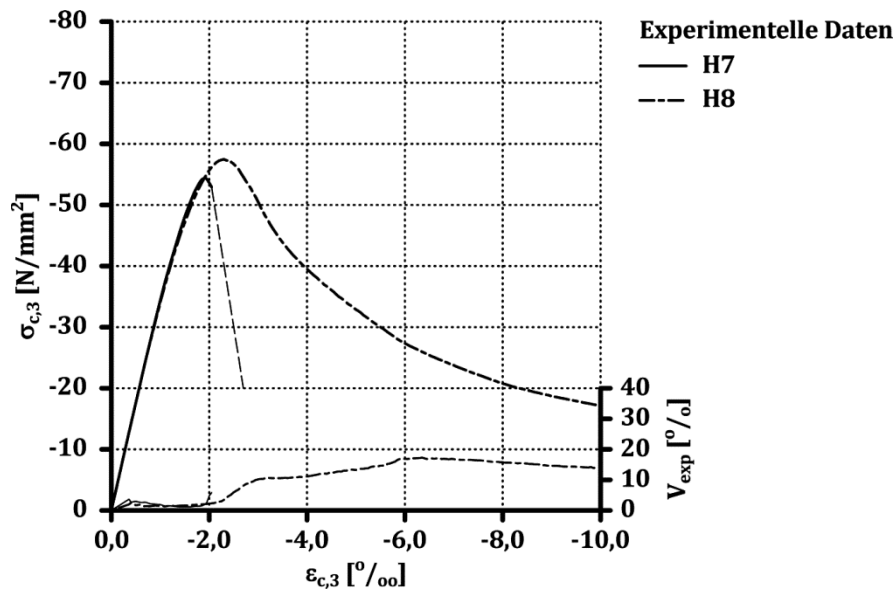


Bild Q-4: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Serien H7 und H8

Tabelle Q-3: Experimentell ermittelte Materialkennwerte der Serien N8, N9, H7 und H8

Bezeichnung		S1	S2	S3	S4
		N8	N9	H7	H8
$f_{c,u} / f_{c,u}^f$	[N/mm ²]	-30,1	-33,1	-54,4	-57,5
$\varepsilon_{c,u} / \varepsilon_{c,u}^f$	[‰]	-1,7	-2,2	-1,9	-2,3
$E_{c,\sigma}^f / E_{c,\sigma}^f$	[kN/mm ²]	31,5	31,4	35,1	35,1

Detailergebnisse der Bauteilversuche

In Bild Q-5 und Bild Q-6 ist der experimentell ermittelte Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung bis zum Erreichen der Sekundärtraglast dargestellt. In Tabelle Q-4 sind die minimale, mittlere und maximale messtechnisch erfasste Dehnung bzw. die Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Sekundärtraglast enthalten.

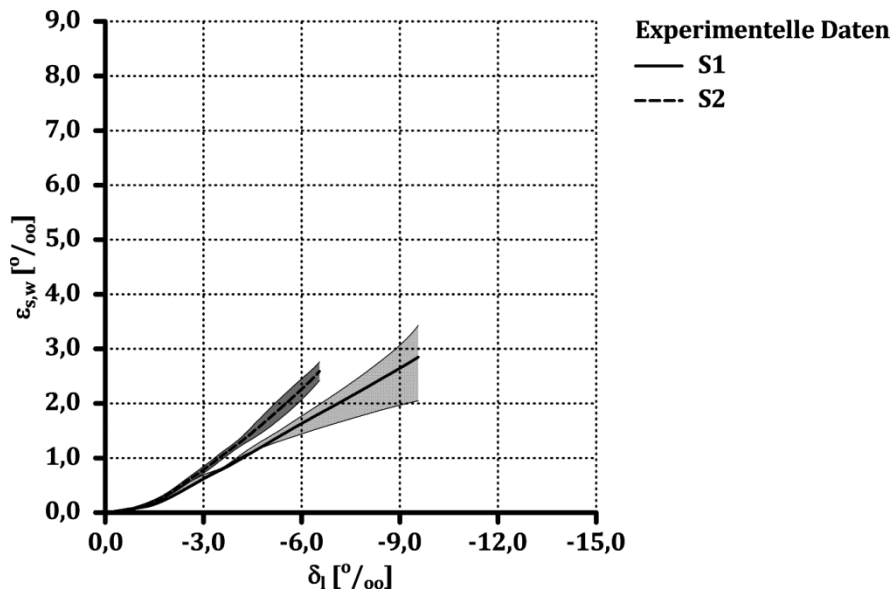


Bild Q-5: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung der Versuchskörper S1 und S2

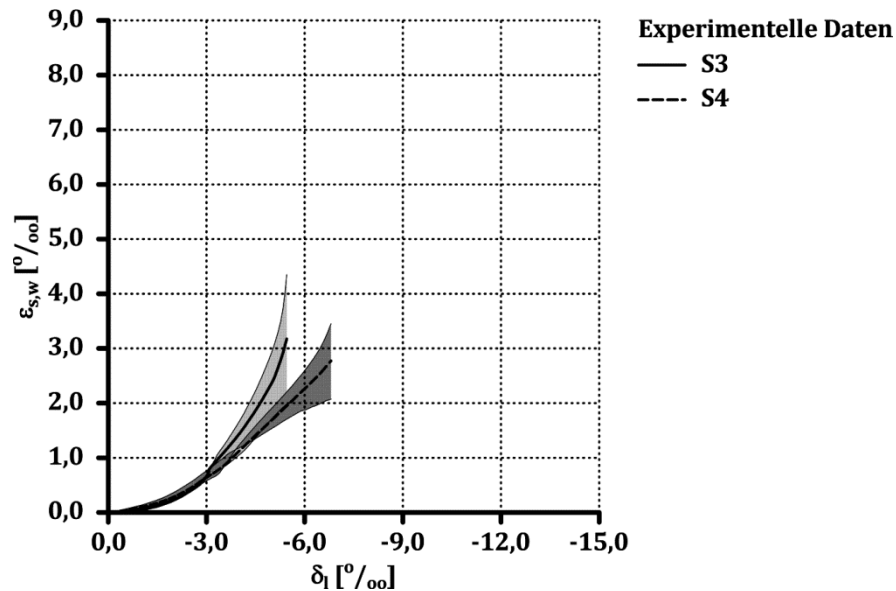


Bild Q-6: Experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen der Dehnung der Querbewehrung und der Versuchskörperstauchung der Versuchskörper S3 und S4

Tabelle Q-4: Experimentelle Ergebnisse der Serie S

Bezeichnung		S1	S2	S3	S4
$\varepsilon_{s,w,u,min}/\sigma_{s,w,u,min}$	[‰] / [N/mm ²]	2,6 / 465	2,4 / 445	2,0 / 370	2,0 / 360
$\bar{\varepsilon}_{s,w,u}/\bar{\sigma}_{s,w,u}$	[‰] / [N/mm ²]	3,0 / 505	2,6 / 460	3,2 / 490	2,8 / 490
$\varepsilon_{s,w,u,max}/\sigma_{s,w,u,max}$	[‰] / [N/mm ²]	3,5 / 535	2,8 / 470	5,0 / 540	3,5 / 535

Anhang R: Beispiele zur konstruktiven Durchbildung zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder

Auf Basis der folgenden zwei Beispiele wird das Vorgehen bei der konstruktiven Durchbildung zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder mit Versagensvorankündigung bzw. bei der Ermittlung der aus der konstruktiven Durchbildung resultierenden Stauchungsduktilität μ_{50} verdeutlicht.

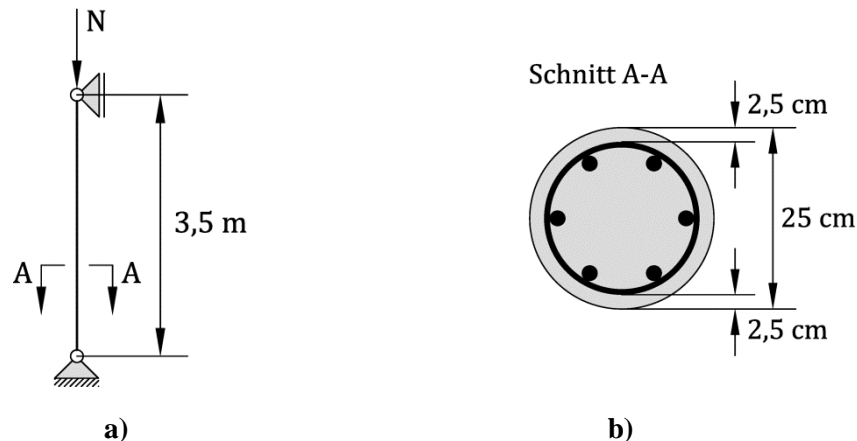


Bild R-1: Beispiel zur konstruktiven Durchbildung zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder

Statisches System

Querschnittsausbildung

Beispiel 1 (SV1):

Baustoffeigenschaften:

Beton:	B1 gemäß Tabelle 2-4
Längsbewehrung:	Spannungs-Stauchungsbeziehung D20 gemäß Anhang A
Querbewehrung:	Spannungs-Dehnungsbeziehung D8 gemäß Anhang A

Gewählte konstruktive Durchbildung:

Längsbewehrung:	6 $\phi 20$ ($A_{s,l} = 18,85 \text{ cm}^2$)
Querbewehrung:	$\phi 8/7,5$ ($A_{s,w} = 0,50 \text{ cm}^2$)
Beton ohne Stahlfaserzugabe:	$F_0 = 0$

Ermittlung der Querschnittsanteile:

Betonquerschnittsfläche: $A_c = \phi^2 \cdot \pi/4 - A_{s,l} = 25^2 \cdot \pi/4 - 18,85 = 472,0 \text{ cm}^2$

Durchmesser des von Querbewehrung umschlossenen Betonquerschnitts: $b_c = \phi - 2 \cdot c_{nom} - \phi_{s,w} = 25 - 2 \cdot 2,5 - 0,8 = 19,2 \text{ cm}$

Von Querbewehrung umschlossene Betonquerschnittsfläche: $A_{c,enc} = b_c^2 \cdot \pi/4 = 19,2^2 \cdot \pi/4 - A_{s,l} = 270,7 \text{ cm}^2$

Umschnürungsfaktor (Gl. (7-21)): $k_e = 1,0 - \frac{7,5}{3,0 \cdot 19,2} = 0,87$

Umschnürte Betonquerschnittsfläche: $A_{c,cc} = A_{c,enc} \cdot k_e = 270,7 \cdot 0,87 = 235,5 \text{ cm}^2$

Nicht umschnürte Betonquerschnittsfläche: $A_{c,c} = A_c - A_{c,cc} = 472,0 - 235,5 = 236,5 \text{ cm}^2$

Iterative Ermittlung der Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des umschnürten Betons:

Annahme für die Spannung der Querbewehrung in der 1. Iteration: $\sigma_{s,w,0} = 500 \text{ N/mm}^2$

Querdruckbeanspruchung (Gl. (2-67)): $\sigma_{c,lat,0} = -\frac{2 \cdot 0,50 \cdot 500}{19,2 \cdot 7,5} = -3,6 \text{ N/m m}^2$

Mehraxiale Bruchstauchung von Beton (Gl. (5-5)): $\varepsilon_{cc,u}^N = \left(1,0 + 3,8 \cdot \left(\frac{3,6}{30}\right)^{0,85}\right)^{(3,0-0,015 \cdot 30)}$

$$\varepsilon_{cc,u} = \varepsilon_{c,u} \cdot \varepsilon_{cc,u}^N = -2,0 \cdot 3,5 = -7,0 \text{ ‰}$$

Dehnung der Querbewehrung (Gl. (7-18)):

$$\varepsilon_{s,w} = 0,15 \cdot 7,0 + \left(\frac{1 - 2 \cdot 0,15}{2}\right) \cdot 1,9 \cdot \left(\frac{\langle -7,0 + 1,0 \rangle}{-1,9 + 1,0}\right)^2$$

$$< 0,30 \cdot 7,0 = 2,1 \text{ ‰}$$

Spannung der Querbewehrung (Gl. (2-11), Gl. (2-12)): $\sigma_{s,w,1} = 580 + (450 - 580) \cdot \left(\frac{50 - 2,1}{50 - 2,4}\right)^{65 \cdot \left(\frac{50 - 2,4}{580 - 450}\right)}$

Ergebnis der 1. Iteration: $\sigma_{s,w,1} = 393 \text{ N/mm}^2 < 500 \text{ N/mm}^2$

Annahme für die Spannung der Querbewehrung in der 2. Iteration: $\sigma_{s,w,1} = 215 \text{ N/mm}^2$

Ergebnis der 2. Iteration: $\sigma_{s,w,2} = 217 \text{ N/mm}^2 \approx 215 \text{ N/mm}^2$

Resultierendes Last-Verformungsverhalten des Stahlbetondruckgliedes SV1 mit $s_w = 7,5$ cm:

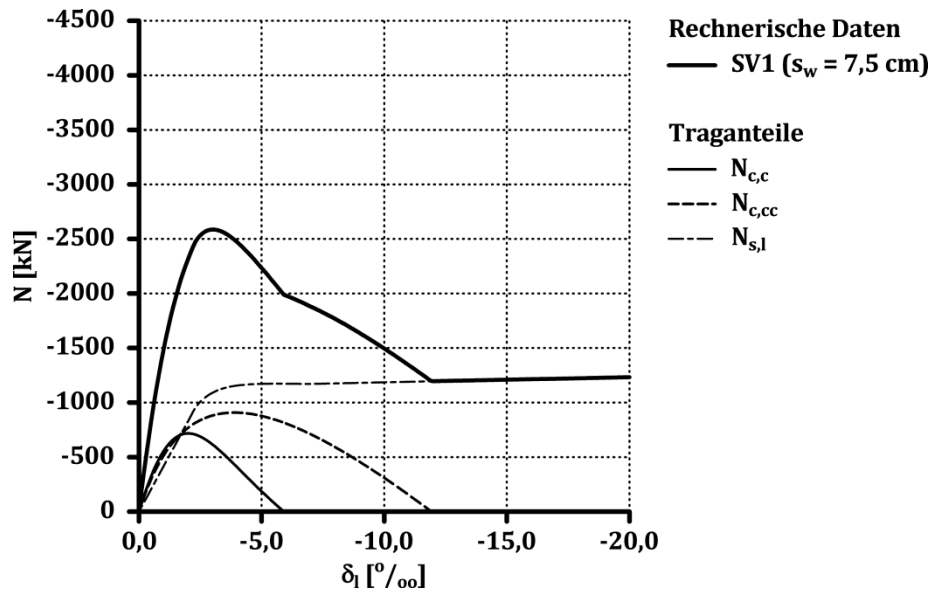


Bild R-2: Rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten des Stahlbetondruckgliedes SV1 mit $s_w = 7,5$ cm

Primärtraglast: $N_{u,l} = -2585$ kN

Mit der gewählten konstruktiven Durchbildung kann ein Versagen mit Vorankündigung nicht erzielt werden. Die Stauchungsduktilität μ_{50} gemäß Gl. (8-7) ergibt sich zu etwa $\mu_{50} = 3,8$. Die iterative Ermittlung des erforderlichen Querbewehrungsabstandes zur Gewährleistung eines Versagens mit Vorankündigung wird im Folgenden nicht dargestellt. Der letzte Iterationsschritt führt zu einem erforderlichen Querbewehrungsabstand von $s_w = 3,9$ cm.

Umschnürungsfaktor (Gl. (7-21)): $k_e = 1,0 - \frac{3,9}{3,0 \cdot 19,2} = 0,93$

Umschnürte Betonquerschnittsfläche: $A_{c,cc} = A_{c,enc} \cdot k_e = 270,7 \cdot 0,93 = 251,8$ cm²

Nicht umschnürte Betonquerschnittsfläche: $A_{c,c} = A_c - A_{c,cc} = 472,0 - 251,8 = 220,2$ cm²

Iterative Ermittlung der Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des umschnürten Betons:

Annahme für die Spannung der Querbewehrung in der 1. Iteration: $\sigma_{s,w,0} = 500$ N/mm²

Querdruckbeanspruchung (Gl. (2-67)): $\sigma_{c,lat,1} = - \frac{2 \cdot 0,50 \cdot 500}{19,2 \cdot 3,9} = -6,7$ N/mm²

Mehraxiale Bruchstauchung von Beton (Gl. (5-5)): $\varepsilon_{cc,u,1}^N = \left(1,0 + 3,8 \cdot \left(\frac{6,7}{30} \right)^{0,85} \right)^{(3,0 - 0,015 \cdot 30)}$

$$\varepsilon_{cc,u,1} = \varepsilon_{c,u} \cdot \varepsilon_{cc,u}^N = -2,0 \cdot 6,3 = -12,7 \text{ ‰}$$

Dehnung der Querbewehrung
(Gl. (7-18)):

$$\varepsilon_{s,w,1} = 0,15 \cdot 12,7 + \left(\frac{1 - 2 \cdot 0,15}{2} \right) \cdot 1,9 \cdot \left(\frac{(-12,7 + 1,0)}{-1,9 + 1,0} \right)^2$$

$$< 0,30 \cdot 12,7 = 3,8 \text{ ‰}$$

Spannung der Querbewehrung
(Gl. (2-11), Gl. (2-12)):

$$\sigma_{s,w,1} = 580 + (450 - 580) \cdot \left(\frac{50 - 3,8}{50 - 2,4} \right)^{65 \cdot \left(\frac{50 - 2,4}{580 - 450} \right)}$$

Ergebnis der 1. Iteration:

$$\sigma_{s,w,1} = 514 \text{ N/mm}^2 > 500 \text{ N/mm}^2$$

Annahme für die Spannung der Querbewehrung in der 2. Iteration:

$$\sigma_{s,w,1} = 520 \text{ N/mm}^2$$

Ergebnis der 2. Iteration:

$$\sigma_{s,w,2} = 520,2 \text{ N/mm}^2 \approx 520 \text{ N/mm}^2$$

Resultierendes Last-Verformungsverhalten des Stahlbetondruckgliedes SV1 mit $s_w = 3,9 \text{ cm}$:

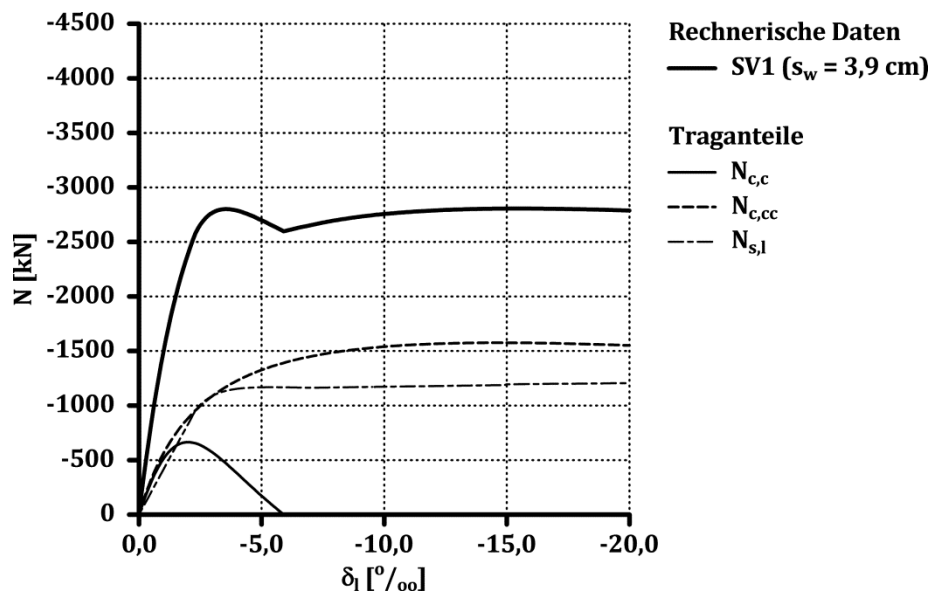


Bild R-3: Rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten des Stahlbetondruckgliedes SV1 mit $s_w = 3,9 \text{ cm}$

Primärtraglast:

$$N_{u,I} = -2800 \text{ kN}$$

Sekundärtraglast:

$$N_{u,II} = |-2805| \text{ kN} > |-2800| \text{ kN} = N_{u,I}$$

Beispiel 2 (SV2):

Baustoffeigenschaften:

Beton:	B2 gemäß Tabelle 2-4
Längsbewehrung:	Spannungs-Stauchungsbeziehung D20 gemäß Anhang A
Querbewehrung:	Spannungs-Dehnungsbeziehung D8 gemäß Anhang A

Gewählte konstruktive Durchbildung:

Längsbewehrung:	$6 \phi 20$ ($A_{s,l} = 18,85 \text{ cm}^2$)
Querbewehrung:	$\phi 8/7,5$ ($A_{s,w} = 0,50 \text{ cm}^2$)
Beton ohne Stahlfaserzugabe:	$F_0 = 0$

Ermittlung der Querschnittsanteile:

Betonquerschnittsfläche:	siehe Beispiel 1
Durchmesser des von Querbewehrung umschlossenen Betonquerschnitts:	siehe Beispiel 1
Von Querbewehrung umschlossene Betonquerschnittsfläche:	siehe Beispiel 1
Umschnürungsfaktor (Gl. (7-21)):	siehe Beispiel 1
Umschnürte Betonquerschnittsfläche:	siehe Beispiel 1
Nicht umschnürte Betonquerschnittsfläche:	siehe Beispiel 1

Iterative Ermittlung der Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des umschnürten Betons:

Annahme für die Spannung der Querbewehrung in der 1. Iteration:	siehe Beispiel 1
---	------------------

Querdruckbeanspruchung (Gl. (2-67)):	siehe Beispiel 1
--------------------------------------	------------------

Mehraxiale Bruchstauchung von Beton (Gl. (5-5)):

$$\varepsilon_{cc,u,1}^N = \left(1,0 + 3,8 \cdot \left(\frac{3,6}{60} \right)^{0,85} \right)^{(3,0 - 0,015 \cdot 60)}$$
$$\varepsilon_{cc,u,1} = -2,5 \cdot 1,9 = -4,7 \text{ ‰}$$

Dehnung der Querbewehrung (Gl. (7-18)):

$$\varepsilon_{s,w,1} = 0,15 \cdot 4,7 - \left(\frac{1 - 2 \cdot 0,15}{2} \right) \cdot 2,4 \cdot \left(\frac{(-4,7 + 1,5)}{-2,4 + 1,5} \right)^2$$
$$\varepsilon_{s,w,1} < 0,40 \cdot 4,7 = 1,9 \text{ ‰}$$

Spannung der Querbewehrung (Gl. (2-11), Gl. (2-12)):

$$\sigma_{s,w,1} = 580 + (450 - 580) \cdot \left(\frac{50 - 1,9}{50 - 2,4} \right)^{65 \cdot \left(\frac{50 - 2,4}{580 - 450} \right)}$$

Ergebnis der 1. Iteration:

$$\sigma_{s,w,1} = 357 \text{ N/mm}^2 < 500 \text{ N/mm}^2$$

Annahme für die Spannung der Querbewehrung in der 2. Iteration:

$$\sigma_{s,w,2} = 120 \text{ N/mm}^2$$

Ergebnis der 2. Iteration:

$$\sigma_{s,w,2} = 121 \text{ N/mm}^2 \approx 120 \text{ N/mm}^2$$

Resultierendes Last-Verformungsverhalten des Stahlbetondruckgliedes SV2 mit $s_w = 7,5 \text{ cm}$:

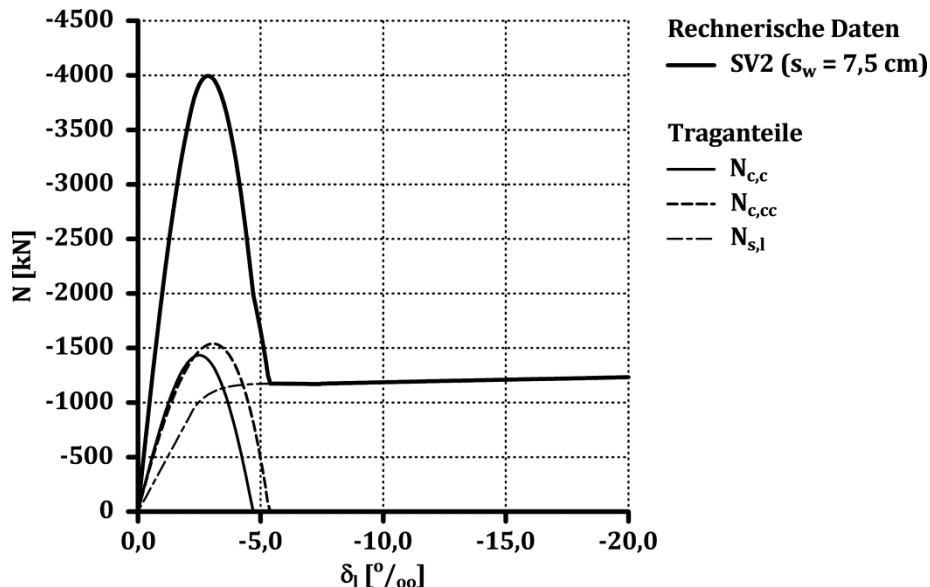


Bild R-4: Rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten des Stahlbetondruckgliedes SV2 mit $s_w = 7,5 \text{ cm}$

Primärtraglast:

$$N_{u,I} = -3995 \text{ kN}$$

Mit der gewählten konstruktiven Durchbildung kann ein Versagen mit Vorankündigung nicht erzielt werden. Die Stauchungsduktilität μ_{50} gemäß Gl. (8-7) ergibt sich zu etwa $\mu_{50} = 1,6$. Die iterative Ermittlung des erforderlichen Querbewehrungsabstandes zur Gewährleistung eines Versagens mit Vorankündigung wird im Folgenden nicht dargestellt. Der letzte Iterationsschritt führt zu einem erforderlichen Querbewehrungsabstand von $s_w = 2,2 \text{ cm}$.

Umschnürungsfaktor (Gl. (7-21)): $k_e = 1,0 - \frac{2,2}{3,0 \cdot 19,2} = 0,96$

Umschnürte Betonquerschnittsfläche: $A_{c,cc} = A_{c,enc} \cdot k_e = 270,7 \cdot 0,96 = 259,9 \text{ cm}^2$

Nicht umschnürte Betonquerschnittsfläche:

$$A_{c,c} = A_c - A_{c,cc} = 472,0 - 259,9 = 212,1 \text{ cm}^2$$

Iterative Ermittlung der Spannung der Querbewehrung bei Erreichen der Traglast des umschnürten Betons:

Annahme für die Spannung der Querbewehrung in der 1. Iteration:

$$\sigma_{s,w,0} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Querdruckbeanspruchung
(Gl. (2-67)):

$$\sigma_{c,lat,1} = - \frac{2 \cdot 0,50 \cdot 500}{19,2 \cdot 2,2} = -11,9 \text{ N/mm}^2$$

Mehraxiale Bruchstauchung von Beton (Gl. (5-5)):

$$\varepsilon_{cc,u,1}^N = \left(1,0 + 3,8 \cdot \left(\frac{11,9}{60} \right)^{0,85} \right)^{(3,0-0,015 \cdot 60)}$$

$$\varepsilon_{cc,u,1} = -2,5 \cdot 4,1 = -10,3 \text{ ‰}$$

Dehnung der Querbewehrung
(Gl. (7-18)):

$$\varepsilon_{s,w,1} = 0,15 \cdot 10,3 - \left(\frac{1 - 2 \cdot 0,15}{2} \right) \cdot 2,4 \cdot \left(\frac{(-10,3 + 1,5)}{-2,4 + 1,5} \right)^2$$

$$< 0,40 \cdot 10,3 = 4,1 \text{ ‰}$$

Spannung der Querbewehrung
(Gl. (2-11), Gl. (2-12)):

$$\sigma_{s,w,1} = 580 + (450 - 580) \cdot \left(\frac{50 - 4,1}{50 - 2,4} \right)^{65 \cdot \left(\frac{50 - 2,4}{580 - 450} \right)}$$

Ergebnis der 1. Iteration:

$$\sigma_{s,w,1} = 524 \text{ N/mm}^2 > 500 \text{ N/mm}^2$$

Annahme für die Spannung der Querbewehrung in der 2. Iteration:

$$\sigma_{s,w,1} = 530 \text{ N/mm}^2$$

Ergebnis der 2. Iteration:

$$\sigma_{s,w,2} = 530,4 \text{ N/mm}^2 \approx 530 \text{ N/mm}^2$$

Resultierendes Last-Verformungsverhalten des Stahlbetondruckgliedes SV2 mit $s_w = 2,2 \text{ cm}$:

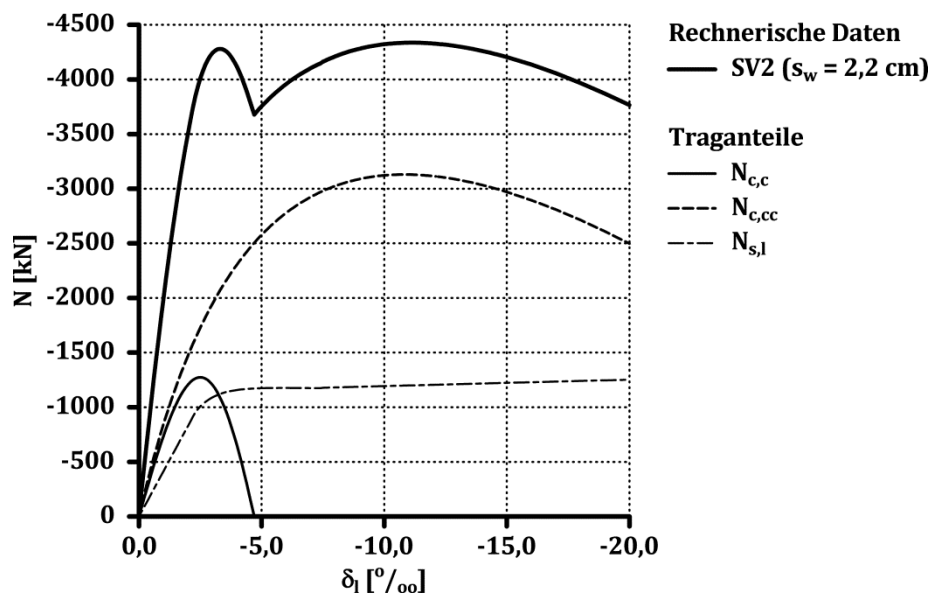


Bild R-5: Rechnerisch ermitteltes Last-Verformungsverhalten des Stahlbetondruckgliedes SV2 mit $s_w = 2,2 \text{ cm}$

Primärtraglast:

$$N_{u,I} = -4280 \text{ kN}$$

Sekundärtraglast:

$$N_{u,II} = |-4335| \text{ kN} > |-4280| \text{ kN} = N_{u,I}$$